

DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

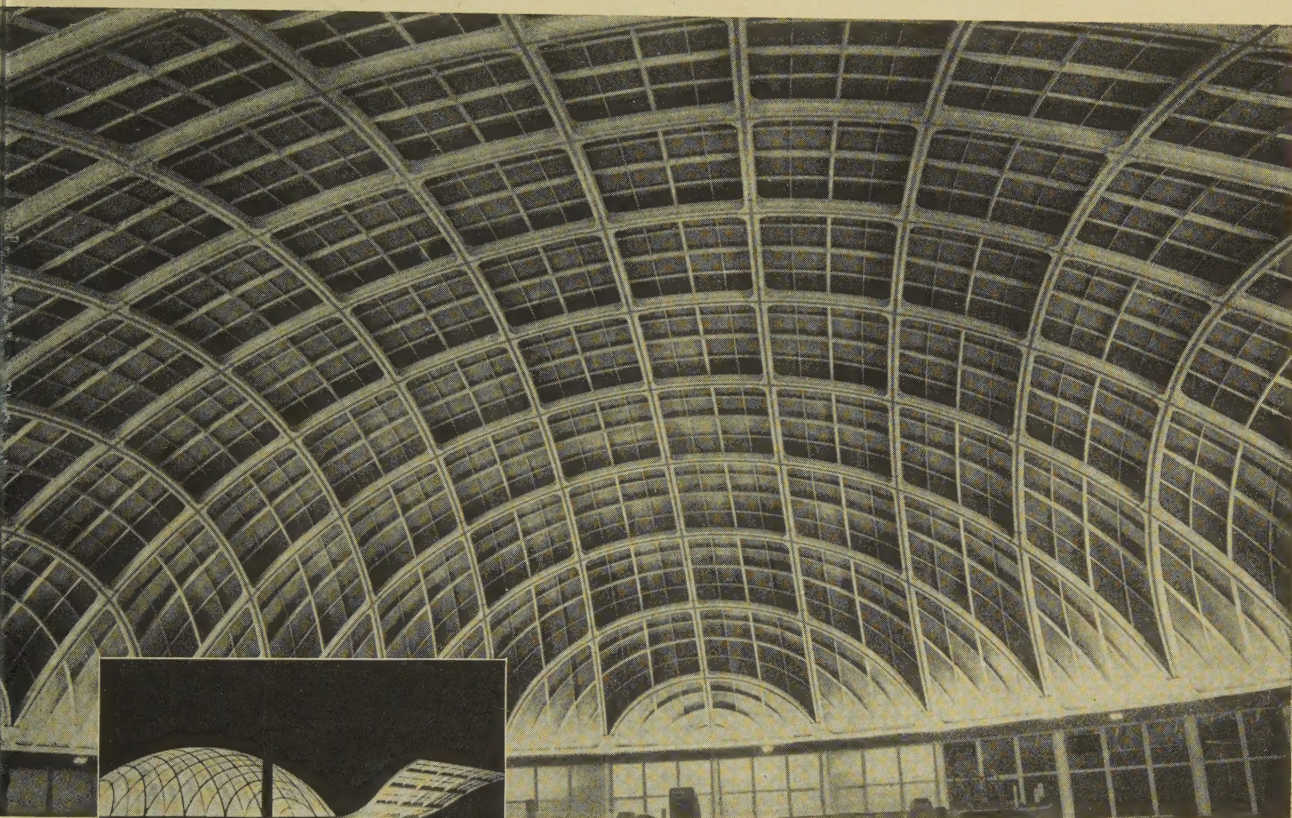
HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING., DR.-ING. E. H. F. SCHLEICHER / DORTMUND
MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT

PRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

2. JAHRGANG

FEBRUAR 1957

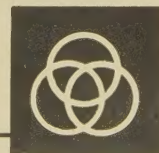
HEFT 2



Entwurf: Architekt B D A Ferdinand Streb, Hamburg

Ein Beispiel moderner Stahlgestaltung

ist der neue Krupp-Pavillon auf dem Messegelände in Hannover. Bei diesem Bauwerk sind bemerkenswert die neuartige, ansprechende Linienführung der Kuppelkonstruktion aus zwei Scharen sich kreuzender Bogenträger und die neue transparente Dacheindeckung aus glasfaserarmiertem Polyesterharz. Der Durchmesser der Kuppel beträgt 28 m und die lichte Höhe 11,5 m.



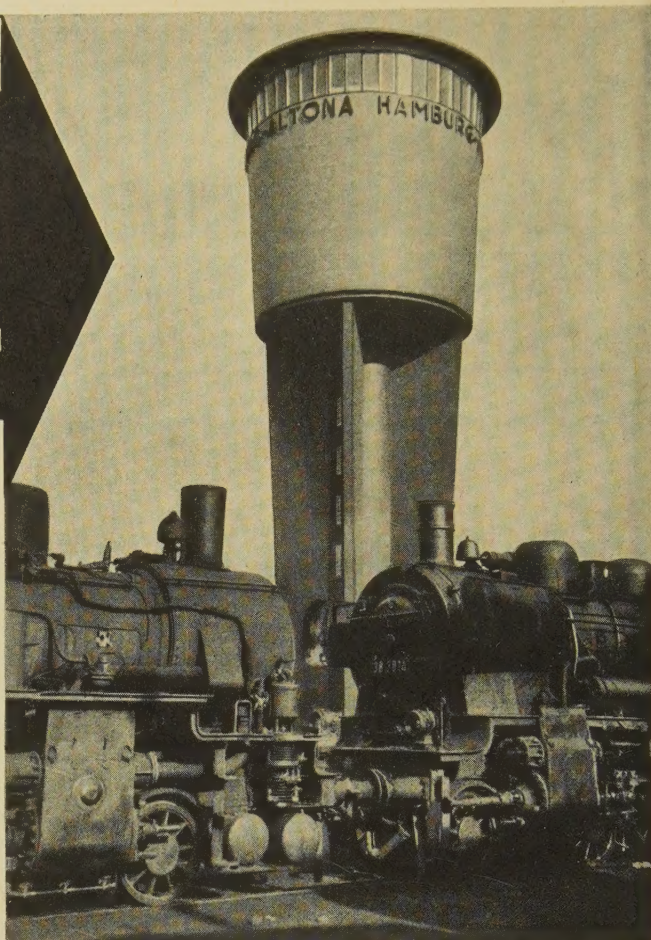
FRIED. KRUPP MASCHINEN- UND STAHLBAU RHEINHAUSEN

SUSPA

SÜDDEUTSCHE SPANNBETON GESELLSCHAFT M.B.H.

Spannbetonbehälter für die Bundesbahn
Durchmesser 9,60 m
Wasserhöhe 8,70 m
vorgespannt mittels Behälterwickelmaschine
BBRV mit 601 Drähten $\varnothing$ 4 mm = 630 to Vorspannkraft

Augsburg, Bergmühlstraße 21, Telefon 1412
Köln, Klettenberggürtel 37, Telefon 419074



Taschenbuch für Bauingenieure

Mit Beiträgen von zahlreichen Fachgelehrten

Herausgegeben von

Prof. Dr.-Ing **Ferdinand Schleicher**

Dortmund

Zweite, völlig neubearbeitete Auflage. Mit 2740 Abbildungen

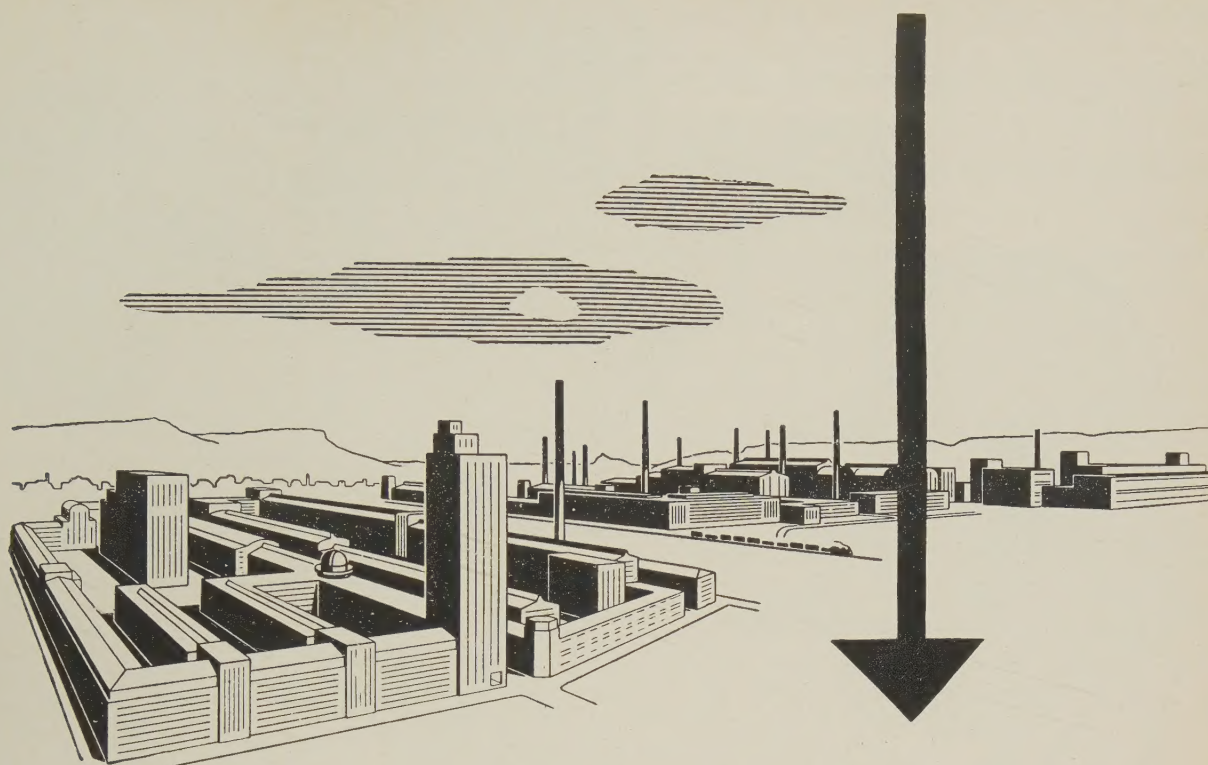
I. Band: XX, 1087 Seiten. II. Band: XIX, 1159 Seiten 8°. 1955. In zwei Bänden. Ganzleinen DM 56,—

... „Die nun vorliegende 2. Auflage wurde, zum Teil durch neue Verfasser, vollständig überarbeitet und ergänzt, so daß sie in vorzüglicher Weise den augenblicklichen Stand von Theorie und Praxis des umfangreichen Stoffes wiedergibt. Gegenüber früher kamen sechs Hauptabschnitte neu hinzu: Technische Hydromechanik, Baukonstruktionen des Hochbaues, Stabilitätsfälle, Theorie des Brückenbaues (Prof. F. Stüssi), Schwingungen in der Bautechnik, Stahlhochbau einschließlich Industriebau. Auch die sonstigen Abschnitte wurden um wichtige Kapitel vermehrt; so sind jetzt u. a. der vorgespannte Beton und seine Anwendung im Brückenbau, die Verbundkonstruktionen, die Bahnen besonderer Bauart und die Straßenverkehrsplanung ausführlich behandelt. Die Beiträge wurden von 32 ersten Fachleuten in übersichtlicher und gründlicher Weise verfaßt ... Der relativ geringe Seitenzuwachs bei so erheblicher Erweiterung des gebotenen Stoffes wurde erreicht durch eine erfreuliche Straffung des Textes ... Jeder Band enthält ein ausführliches Sachwortverzeichnis; jedem Abschnitt sind zahlreiche Literaturhinweise nach dem neuesten Stand beigelegt, die es dem Studierenden wie dem Praktiker erleichtern, Spezialauskünfte, die ein Taschenbuch naturgemäß nicht vollständig enthalten kann, in der einschlägigen Fachliteratur zu finden.

In den zwölf Jahren seines Bestehens hat sich das „Taschenbuch für Bauingenieure“ mit Recht unzählige Freunde erworben und ist zu einem Begriff geworden. Die nun vorliegende 2. Auflage kann erneut und unbedingt empfohlen werden.“

„Schweizerische Bauzeitung“

SPRINGER-VERLAG / BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG



110 Jahre

optischer und feinmechanischer Präzisionsarbeit haben

die Grundlage geschaffen für den hohen Stand unserer Erzeugnisse.

Besuchen Sie auf der Technischen Messe in Leipzig vom 3. 3. bis 14. 3. 1957

unseren Pavillon und Halle 15/X

Überzeugen Sie sich dort von der hervorragenden Qualität der Erzeugnisse

aus JENA

Werner Jähnert Göttingen

Weender Landstraße 6, Hochhaus

Generalvertretung der optischen Werke JENA



Wenn Sie einen Maßanzug brauchen, gehen Sie zum Schneider, bei Zahnschmerzen zum Zahnarzt; in Werbefragen lassen Sie sich von einem Werbefachmann beraten.

Immer ist es ein erfahrener Fachmann, dessen Dienste Sie in Anspruch nehmen.

In Fragen der richtigen Verwendung von Stahl wenden Sie sich vorteilhaft an uns. Unsere Ingenieure und Werkstoff-Fachleute stehen Ihnen mit ihren Erfahrungen kostenlos zur Verfügung. Die technische Entwicklung zur Verbesserung von Fahrzeugen, Maschinen und Geräten verlangt eine sorgfältige Materialauswahl, den Einsatz geeigneter Stähle und die Anwendung vereinfachter Herstellungsverfahren.

Unser Kundendienst hilft Ihnen dabei gern.



WESTFALENHÜTTE AG DORTMUND



Das Abwasserpumpwerk Dortmund-Borsigstraße der Emschergenossenschaft

Von Baudirektor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. A. **Ramshorn**, Essen

DK 628.292 : 725.193.3 (43-2.34)

A. Einleitung

Im Rahmen der Vorflutregelung im Emschergebiet hat die künstliche Entwässerung von Teilgebieten, die infolge des Kohlenabbaues so weit abgesunken sind, daß für sie keine natürliche Vorflut mehr geschaffen werden kann, ständig an Bedeutung zugenommen. Aus technischen und wirtschaftlichen Erwägungen wollte man ursprünglich die Hebung des Wassers durch Pumpwerke ganz vermeiden. Aber schon beim ersten Entwurf zur Regelung der Vorflut im Emschergebiet zeigte es sich, daß für die Entwässerung des besonders stark gesunkenen Gebietes am alten Emscherunterlauf in Duisburg-Alsum der Bau eines Pumpwerks nicht zu umgehen war. Im Jahre 1914 wurde hier das erste genossenschaftliche Pumpwerk „Duisburg-Alte Emscher“ mit einem Einzugsgebiet von 3300 ha und einer Pumpenleistung von $6,3 \text{ m}^3/\text{s}$ in Betrieb genommen. Die fortschreitenden Bodensenkungen machten in der Folgezeit den Bau zahlreicher genossenschaftlicher Abwasserpumpwerke erforderlich. Diese Entwicklung wurde auch dadurch gefördert, daß es mit dem Fortschritt der Technik in der Regel wirtschaftlicher wurde, für einzelne begrenzte Senkungsgebiete Pumpwerke zu errichten, anstatt das Vorfluternetz auf große Strecken zu vertiefen. Gegenwärtig entwässern 58 genossenschaftliche Pumpwerke eine Gesamtfläche von 161 km^2 , d. s. 19 % des ganzen Emschergebietes. Die Förderleistung der 221 einge-

bauten Pumpen beläuft sich auf insgesamt rd. 158 m³/s, das entspricht ungefähr dem Abfluß der Emscher bei HHW an der Einmündung in den Rhein.

Die Emschergenossenschaft hat in den letzten Jahren eine Reihe großer Abwasserpumpwerke gebaut, die wegen ihrer baulichen Gestaltung und Ausführung bemerkenswert sind [5]. Über eine dieser Anlagen, das Pumpwerk Dortmund-Borsigstraße, wird im folgenden näher berichtet.

B. Die Vorgeschichte des Pumpwerks Dortmund-Borsigstraße

Vorflutstörungen infolge bergbaulicher Einwirkung traten im nördlichen Teil des Kanalisationsnetzes der Stadt Dortmund bereits vor dem ersten Weltkrieg auf. Zu ihrer Behebung baute die Stadt 1914 ein kleines Entwässerungspumpwerk an der Borsigstraße. Nach dem ersten Weltkrieg plante man den Ausbau und die Vertiefung der Körne (Nebenbach der in die Lippe fließenden Seseke) sowie einen Tiefkanal vom Endpunkt der vertieften Körne bis zur Senkungsmulde (Abb. 1, Lageplan). Der Tiefkanal mit einem Durchmesser von 4,20 m wurde 1932 rd. 11 m unter Gelände im Schildvortrieb gebaut, aber nur bis zum Borsigplatz durchgeführt. Die Weiterführung bis zum Tiefpunkt der Senkungsmulde an der Borsigstraße unterblieb wegen Geldmangels und der Unklarheit über den weiteren Verlauf der Bodensenkungen. Da die Senkungsmulde sich ständig weiter ausdehnte, mußte die Stadt 1932

das Pumpwerk vergrößern; die Leistung erhöhte sich auf 3001/s bei Trockenwetterabfluß, auf 2300 l/s für den Abfluß bei Starkregen. Druckrohrleitungen führten das Wasser nach Westen in das städtische Kanalnetz; der Trockenwetterabfluß ging zur städtischen Kläranlage am Aalbach in Dortmund-Deusen und von dort zu den städtischen Rieselfeldern in Waltrop (Lippegebiet); das Regenwasser strömte aus Notauslässen der Kanalisation durch den Aalbach zur Emscher. Das Pumpwerk wurde 1944 durch Kriegseinwirkung zerstört. Die Stadt baute zunächst ein Behelfspumpwerk auf. Die vorhandenen fünf Pumpen hatten jedoch nur eine Gesamtleistung von 790 l/s und mußten von Hand bedient werden. Ferner waren sie für die Förderung des außerordentlich stark verschmutzten Abwassers nicht geeignet, so daß sich im Pumpensumpf ständig Schlamm absetzte. Seine Beseitigung war sehr umständlich und führte zu erheblichen Geruchsbelästigungen in der stark bebauten Umgebung. Infolge der unzureichenden Leistung des Pump-



Abb. 1. Lageplan mit den jetzigen und späteren Einzugsgebieten des Pumpwerks.

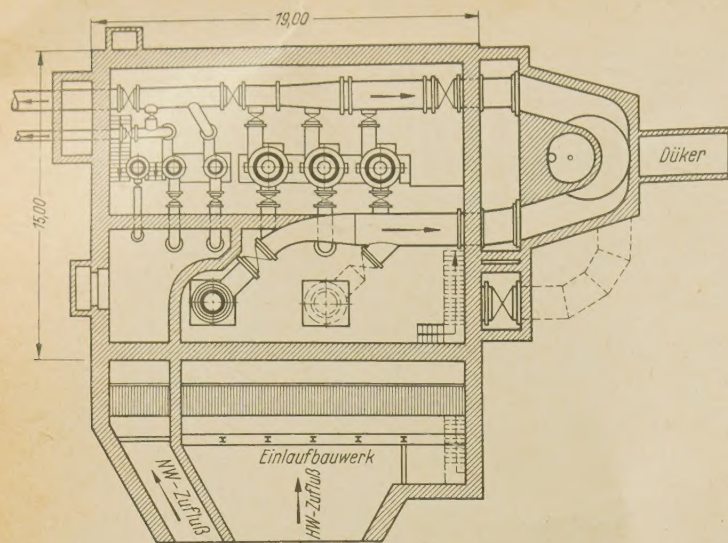


Abb. 2. Grundriß des Pumpwerks.

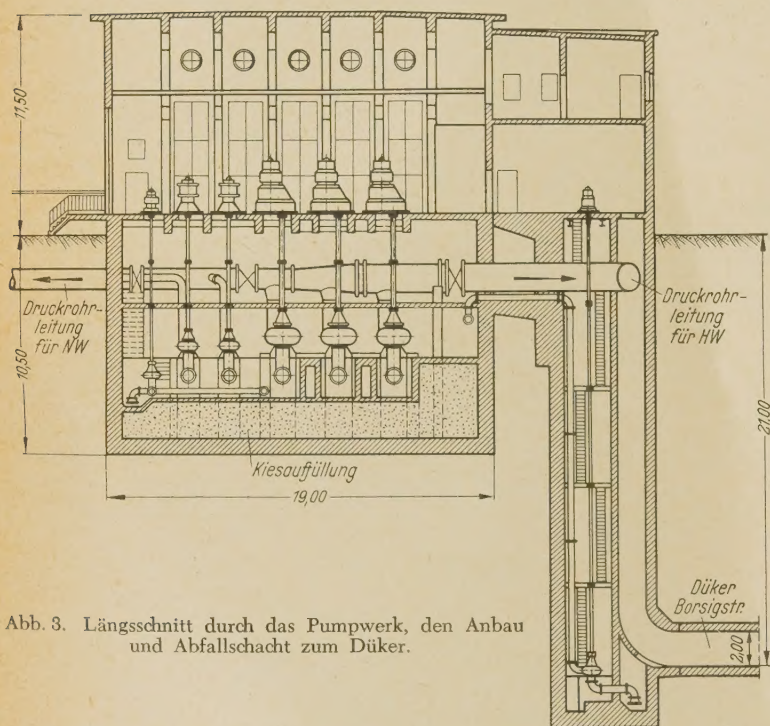


Abb. 3. Längsschnitt durch das Pumpwerk, den Anbau und Abfallechacht zum Düker.

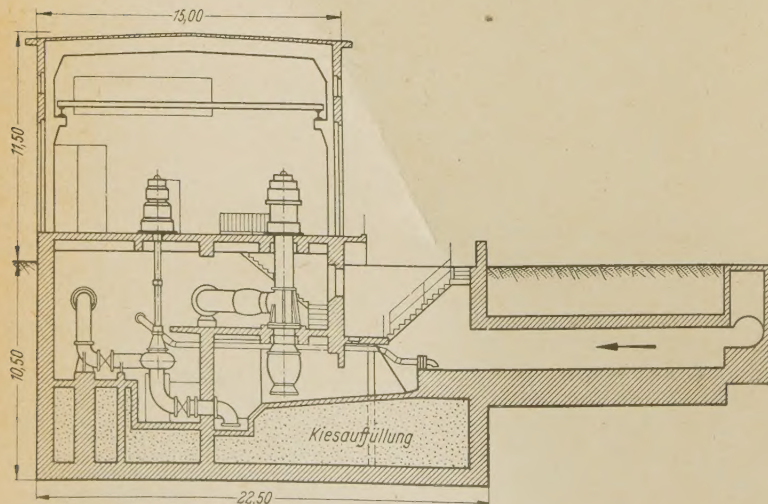


Abb. 4. Querschnitt des Pumpwerks.

werks gerieten die in der Senkungsmulde gelegenen Keller bei stärkeren Regenfällen unter Wasser; zum Teil konnten die Keller seit längerer Zeit überhaupt nicht mehr benutzt werden.

Die Stadt Dortmund plante daher 1949 ein neues Pumpwerk. Auf Antrag der Stadt Dortmund und der Hoesch A.G. (Zeche Kaiserstuhl), in deren Grubenfeld die Senkungsmulde liegt, beschloß der Vorstand der Emschergenossenschaft Ende 1949, den Neubau des Pumpwerks als genossenschaftliche Anlage zu übernehmen.

C. Einzugsgebiet und Abflußmengen

Das neue Pumpwerk ist unmittelbar neben der alten städtischen Pumpanlage an der Borsigstraße errichtet worden. Es liegt im Norden des dicht bebauten und stark industrialisierten Stadtgebietes von Dortmund, nahe an der Wasserscheide zwischen Emscher- und Lippegebiet (siehe Lageplan, Abb. 1). Im Hinblick auf sein Einzugsgebiet nimmt das neue Pumpwerk eine Sonderstellung ein. Man hätte es nach den bei der Emschergenossenschaft üblichen Grundsätzen nur für ein Einzugsgebiet von 169 ha mit einem Dauerzufluß von $0,090 \text{ m}^3/\text{s}$ und seinem Höchstzufluß von $4,20 \text{ m}^3/\text{s}$ zu bemessen brauchen. Auf Wunsch der Stadt Dortmund jedoch wird durch das Pumpwerk Dortmund-Borsigstraße auch das Abwasser aus einem weiteren, 740 ha großen Stadtgebiet im Osten, welches an sich natürliche Vorflut zu den genossenschaftlichen Wasserläufen der Emschergenossenschaft bzw. des Lippeverbandes hat, mitgehoben, um auf diese Weise die städtischen Rieselfelder bei Waltrop ausreichend mit Abwasser versorgen zu können. Das Pumpwerk hat damit bei Trockenwetter ein Einzugsgebiet von 909 ha und einen Dauerzufluß von $0,225 \text{ m}^3/\text{s}$. Bei Regenwetter dagegen fördert das Pumpwerk den Gesamtabfluß lediglich aus dem 169 ha großen Teilgebiet, während es aus dem anderen Gebiet nur eine Wassermenge bis zur Höhe des vierfachen Trockenwetterabflusses übernimmt; der darüber hinausgehende Zufluß wird durch Notauslässe zu dem städtischen Tiefkanal und weiter in die Körne (Lippegebiet) geleitet. Das 169 ha große Teilgebiet wird sich später infolge weiterer Bodensenkungen voraussichtlich um 137 ha vergrößern. Der Zufluß bei Trockenwetter wird dann nach den angestellten Berechnungen $0,290 \text{ m}^3/\text{s}$ betragen; bei Starkregen kann er auf $7,6 \text{ m}^3/\text{s}$ ansteigen.

D. Das Pumpwerksgebäude

Grundriß, Längs- und Querschnitt der Anlage sind in Abb. 2, 3 und 4 dargestellt.

Der Tiefbauteil mit einer Grundfläche von $18,94 \times 22,20 = 420 \text{ m}^2$ umfaßt den Pumpenraum und die von außen durch Treppen zugängliche Rechenanlage. Die Anschlüsse der Zulaufkanäle sind beweglich ausgebildet. Der Pumpensumpf kann später, falls weitere Bodensenkungen es notwendig machen, vertieft werden, indem man die Zwischensohle und die Kiesaußfüllung beseitigt. Bei der Konstruktion und der statischen Berechnung des Pumpwerksbaues sind auch die Einflüsse des Kohlenabbaues auf den Baukörper weitgehend berücksichtigt worden [2, 4].

Mit den Arbeiten für den Tiefbauteil wurde im September 1950 begonnen. Das Bauwerk wurde in offener Baugrube mit Spundwandeinfassung (wegen des Grundwassers und der beschränkten Platzverhältnisse) gegründet [1]. Die Stahlspundbohlen reichten bis in den festen

Mergel (etwa 6 m unter Gelände) und wurden durch zwei kräftige, geschlossene Stahlbetonrahmen ausgesteift, so daß der Arbeitsraum in der Baugrube frei blieb (Abb. 5).

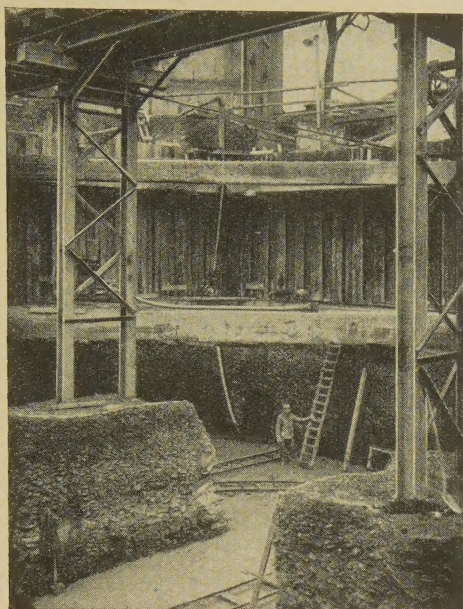


Abb. 5. Blick in die Baugrube (Zustand Januar 1951). Bodenaushub beendet. Im Vordergrund Stützen der Materialtransportbrücke, auf Mergelsockeln stehend.

Der anstehende Mergel wurde dann senkrecht bis 10 m unter Gelände ausgehoben. Damit die bei etwaigen Zerrungen des Untergrundes auftretenden Zugkräfte nur in geringem Maße auf das Bauwerk übertragen werden können, wurde unter der wasserdichten Isolierung der Bauwerkssohle eine 1,0 cm starke Bitumen-Gleitschicht angeordnet (Abb. 6). Versuche, die das Franzius-Institut der



Abb. 6. Anordnung der Bitumen-Gleitschicht unter der Pumpwerkssohle.

Technischen Hochschule Hannover für die Emschergenossenschaft durchführte, haben die günstige Wirkung solcher Gleitschichten deutlich erwiesen.

Da bei den Tiefbauten der Emschergenossenschaft nicht so sehr die Druckfestigkeit als vielmehr die Wasserdichtigkeit des Betons und seine Unempfindlichkeit gegen aggressives Wasser ausschlaggebend sind, wurde bei der Ausführung des Tiefbauteils (rd. 1500 m³ Stahlbeton) besonderer Wert auf eine einwandfreie und zielsichere Herstellung und Nachbehandlung des Betons gelegt [3]. Darüber hinaus erhielten die Außenwände noch eine Isolierung aus mehreren mit Bitumen aufgeklebten Papplagen. Um das Bauwerk gegen die bei Pressungen auftretenden Druckkräfte möglichst abzuschirmen, wurde es allseitig von der Sohle bis zur Höhe der Mergeloberkante mit einer 0,5 m starken Torfsodenschicht umgeben.

Der Hochbauteil hat eine Grundfläche von 15,20 × 18,94 = 288 m² und enthält den Motorenraum, die Trans-

formatoren und die Schaltanlagen. Der Motorenflur ist so hoch angelegt, daß auch im Falle einer Katastrophe die Motoren und elektrischen Anlagen nicht unter Wasser kommen können. Die tragende Konstruktion des Hochbauteils bilden zweistielige, gelenkig gelagerte Rahmenbinder mit Kranbahnkonsolen. Abb. 7 zeigt die Stahl-

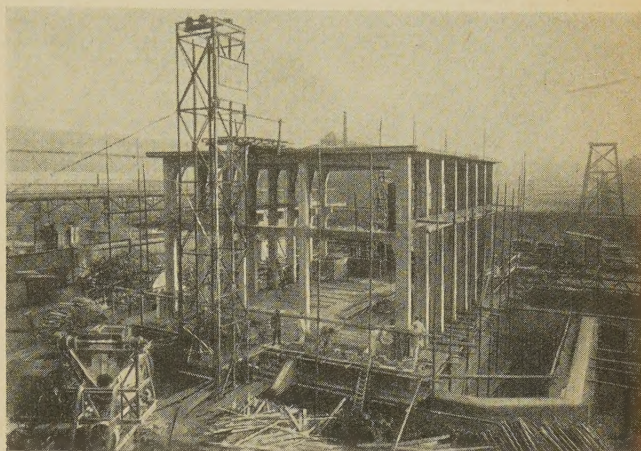


Abb. 7. Die Stahlbetonkonstruktion des Hochbauteils des Pumpwerks nach dem Ausschalen (November 1951). Im Vordergrund rechts das Einlaufbauwerk. Im Hintergrund rechts das Stahlgerüst für den Druckausgleichbehälter des alten städtischen Behelfspumpwerks.

betonkonstruktionen nach dem Ausschalen. Die Außenwände wurden mit Klinkerverblendung hergestellt. Gelenkig mit dem Pumpwerksgebäude verbunden ist ein Anbau von 7,80 × 10,10 = 78 m² Grundfläche. Dieser steht auf dem Abfallschacht zu dem Düker, der an Stelle einer Druckrohrleitung das Pumpwerk mit dem Endpunkt des städtischen Tiefkanals am Borsigplatz verbindet (s. Abschnitt E). Von dort fließt das Wasser weiter durch die Körne und Seseke zur Lippe. In dem Anbau befinden sich außer der Pumpe zum Entleeren des Dükers einige Betriebsräume (Werkstatt, Aufenthalts- und Waschraum usw.), die z. T. in Trafo- und Schalträume umgewandelt werden können, falls dies später notwendig werden sollte. Heizkeller und Heizkessel waren für dieses Pumpwerk nicht erforderlich, da die Beheizung mit Warmluft von der benachbarten Maschinenfabrik Deutschland A.G. übernommen worden ist; dieses Werk liefert gemeinsam mit

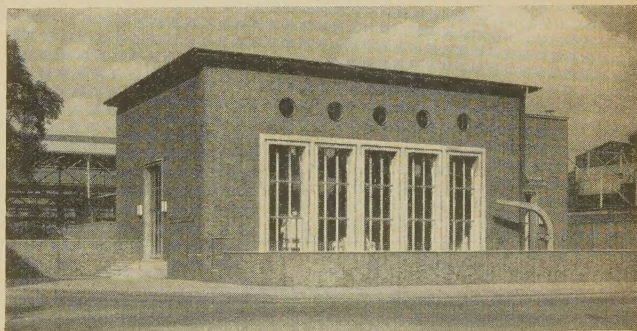


Abb. 8. Das fertige Pumpwerk. Ansicht von der Einlaufseite.

der Westfalenhütte A.G., Dortmund, auch den elektrischen Strom für den Betrieb des Pumpwerks.

Das Pumpwerksgebäude mit Anbau war im September 1952 fertiggestellt. Abb. 8 zeigt die Straßenansicht des fertigen Bauwerks.

E. Der Düker zum städtischen Tiefkanal

Die Verlegung einer Druckrohrleitung vom Pumpwerk zu dem 725 m entfernten Endpunkt des städtischen Tief-

kanals am Borsigplatz wäre wegen der dichten Bebauung nur im Zuge der Borsigstraße möglich gewesen. Hierbei hätte man den starken Verkehr dieser Straße durch enge und schlechte Straßen umleiten müssen. Ferner wäre ein Verschieben der im Straßenkörper verlegten Hauptversorgungsleitungen notwendig gewesen, wobei wahrscheinlich ein beträchtlicher Teil der aufgenommenen Leitungen unbrauchbar geworden wäre; ihr Ersatz hätte erhebliche zusätzliche Kosten verursacht. Bei dem sehr ungünstigen Baugrund (Fließsand) wäre außerdem der Einbau einer Druckrohrleitung nur mit Hilfe einer sorgfältigen Baugrubenumschließung durchführbar gewesen, da jede Bewegung des Bodens die benachbarten Häuser gefährdet hätte. Schließlich stellte auch das aggressive Grundwasser eine Gefahr für die Stahlrohre selbst dar.

Man wählte daher an Stelle einer Druckrohrleitung einen Düker von 2,00 m ϕ , der etwa 24 m unter Gelände

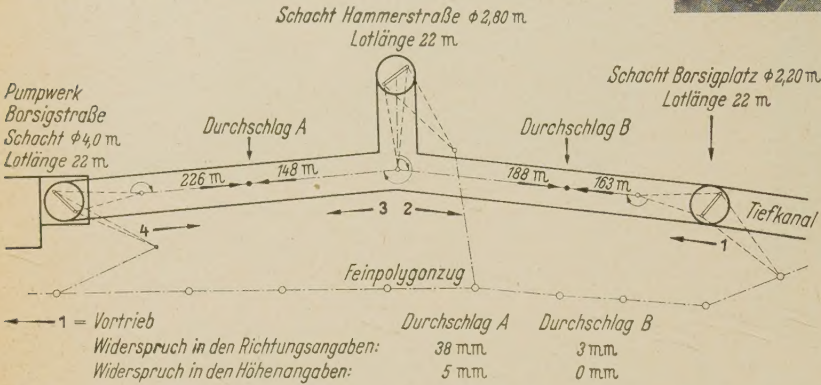


Abb. 9. Lageplan des Dükers zum Tiefkanal (schematische Darstellung), mit vermessungstechnischen Angaben.

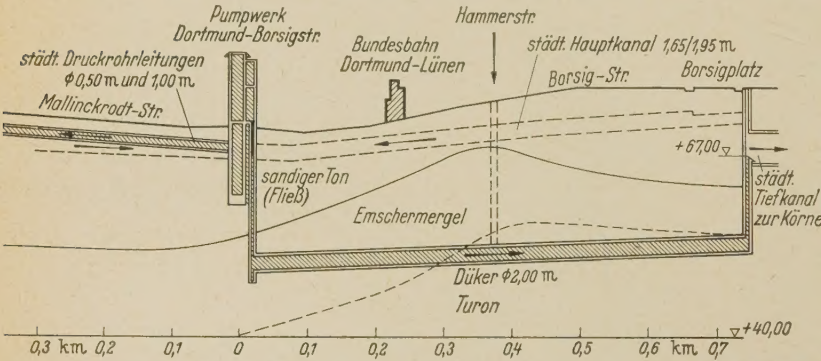


Abb. 10. Längsschnitt durch den Düker.

festen Schichten des Emschermergels und des Turons durchfährt. Mit den Arbeiten wurde im Dezember 1950 begonnen. Man teufte zunächst drei Schächte von je 22,00 m Tiefe ab, und zwar einen Abfalschacht (4,80 m ϕ) unmittelbar am Pumpwerk, einen Steigeschacht (2,20 m ϕ) zum städtischen Tiefkanal am Borsigplatz und etwa in der Mitte zwischen beiden an der Hammerstraße den dritten Schacht (2,80 m ϕ), der für die Reinigung und Belüftung des Dükers bestimmt und mit diesem durch einen 15 m langen Stichkanal (2,20 m ϕ) verbunden ist (Abb. 9). Von diesen Stellen aus wurde der Stollen bergmännisch vortrieben und mit Betonfertigteilen ausgekleidet (Abb. 10, 11a und 11b). Die Arbeiten erlitten durch starken Wasserandrang und wechselhafte Gebirgsverhältnisse erhebliche Verzögerungen. In den Schächten und im Stollen mußte in großem Umfang Zementmilch eingepreßt werden. Der Hohlraum zwischen Stollenauskleidung und Gestein wurde nach Verfüllung mit ausgebrochenem Material mit Bitumen verpreßt (Abb. 12). In den Vortriebsstrecken I, II und III, die durch klüftigen Ton führten, mußte man im Oktober 1951 eine Grundwasserabsenkungsanlage ein-

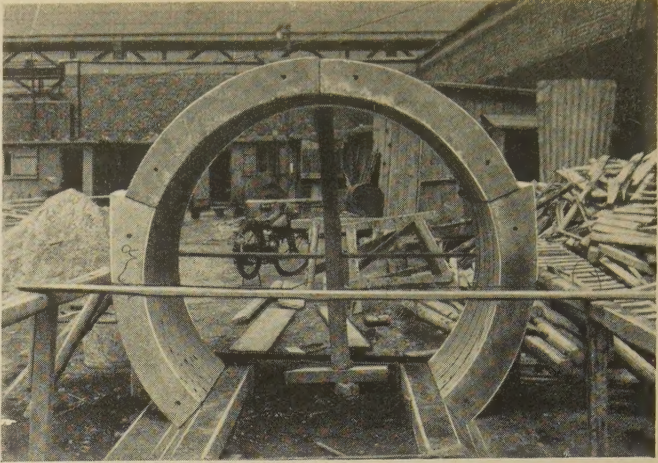


Abb. 11b. Versuchsaufstellung von Betonfertigteilen für die Auskleidung des Dükers (2,00 m ϕ).

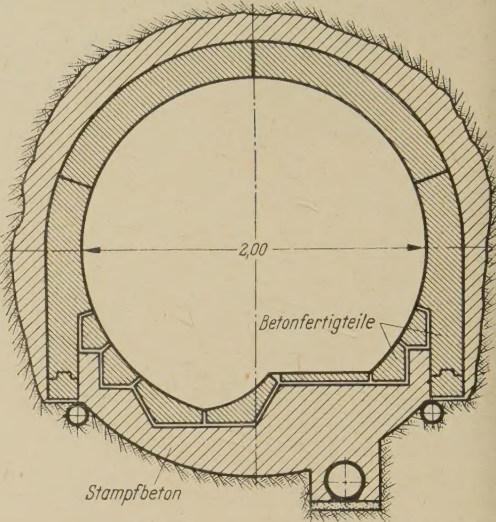


Abb. 11a. Querschnitt des Dükers.

richten (Abb. 13). Durch 33 etwa 30 m tiefe Brunnen auf der einen Seite des Dükers und durch Unterwasserpumpen mit einer Förderleistung von 1000 l/min konnte das

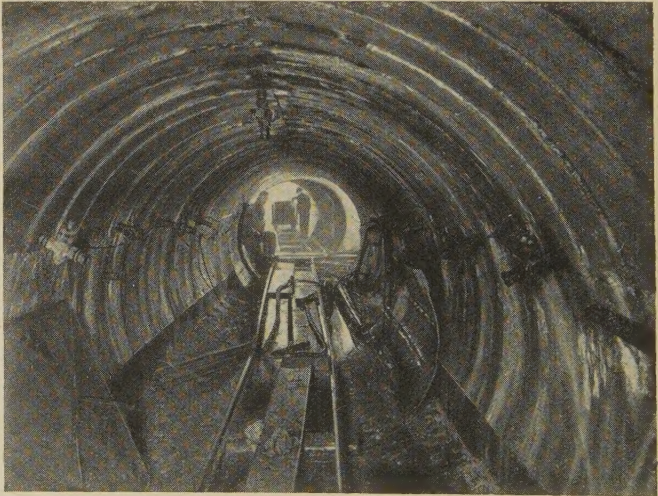


Abb. 12. Blick vom Vortrieb II nach Vortrieb III des Dükers (Bauzustand September 1951). Hinten rechts Stichkanal zum Schacht an der Hammerstraße. Der Stollen ist bereits mit Betonfertigteilen ausgekleidet, die Sohle jedoch noch nicht fertig. Im Vordergrund oben sowie rechts und links Anschlußstutzen für das Hinterpressen des Stollensmantels mit Zement bzw. Bitumen.

Grundwasser so weit abgesenkt werden, daß die Arbeiten im Stollen nicht mehr behindert oder unterbrochen wurden. Hierdurch stieg die tägliche Vortriebsleistung von 3,20 m im Oktober 1951 auf 5,0 m im März 1952. Am 17. März 1952 trafen die beiden Vortriebe auf der 374 m

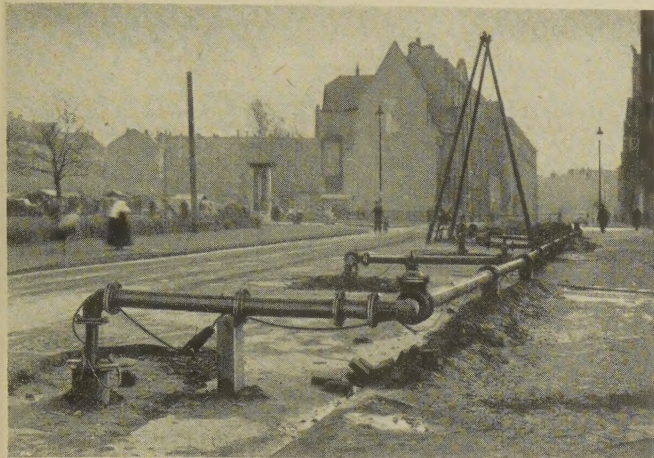


Abb. 13. Ein Teil der Brunnengalerie der Grundwasserabsenkung für den Vortrieb II in der Borsigstraße. Im Hintergrund der Borsigplatz.

langen Strecke vom Pumpwerk bis zum Schacht an der Hammerstraße zusammen. Auf der anderen Teilstrecke wurde der Durchschlag am 30. April 1952 erreicht. Der Düker war im September 1952 fertiggestellt.

Schwierig gestalteten sich auch die vermessungstechnischen Arbeiten, da eine direkte Sicht zwischen den einzelnen Schächten wegen der örtlichen Bebauung nicht bestand. Für die Richtungsangabe im Düker mußte deshalb ein Feinpolygonzug gelegt werden, aus dem die Richtungen von den Ausgangspunkten für den Stollenvortrieb berechnet wurden. Diese Messungen sind so sorgfältig durchgeführt worden, daß sich beim Zusammentreffen der Vortriebsstrecken am Durchschlag A und B der größte Widerspruch in den Richtungsangaben nur auf 38 mm und in den Höhenangaben nur auf 5 mm belief (Abb. 9).

Der Düker ist dauernd gefüllt. Er kann durch eine besondere, im Anbau des Pumpwerks aufgestellte Pumpe (Schlammpumpe) entleert werden, falls Untersuchungen oder Ausbesserungen notwendig sind.

F. Maschinelle und elektrische Einrichtungen

Das Pumpwerk verfügt z. Z. über sechs Pumpen mit einer Gesamtförderleistung von 7300 l/s, unterteilt in 2×300 , 3×1400 und 1×2500 l/s. Die sechs Antriebsmotoren haben eine Leistung von 1004 kW (2×60 , 3×208 , 1×260). Eine weitere Pumpe mit einer Leistung von 2500 l/s soll erst dann eingebaut werden, wenn Senkungsmulde und Einzugsgebiet sich vergrößert haben; der Raum für diese Pumpe ist im Pumpwerk freigehalten worden. Die spätere Gesamtleistung der Anlage wird also 9800 l/s betragen.

Der Trockenwetterabfluß wird wie früher durch die alten, von der Stadt Dortmund verlegten Rohrleitungen (eine Betonrohrleitung von 1,00 m ϕ und eine Stahlrohrleitung von 0,50 m ϕ) des inzwischen abgebrochenen Behelfspumpwerks nach Westen zur städtischen Kläranlage Dortmund-Deusen gepumpt; von hier wird er bei Bedarf auf die Rieselfelder der Stadt Dortmund bei Waltrop, andernfalls durch den Aalbach in die Emscher geführt. Die mittlere Förderhöhe nach Westen beträgt rd. 9 m. Bei stärkeren Regenfällen wird das Wasser nach Osten durch den Düker und den städtischen Tiefkanal ins Lippegebiet abgeleitet; die mittlere Förderhöhe beläuft sich hier auf rd. 4 m. Im Notfall (z. B. bei völligem Ausfall der Stromversorgung) kann durch eine absperzbare Verbindung von

1,60 m lichter Weite zwischen Einlaufbauwerk und Düker eine gewisse Wassermenge unmittelbar durch den Düker abfließen; dabei muß allerdings je nach der Höhe des Zuflusses ein verschiedener starker Überstau in den anschließenden Kanälen in Kauf genommen werden. Doch wird es auf diese Weise möglich sein, wenigstens die Straßen weitgehend vor Überflutung zu bewahren.

Die Pumpen mit 300 und 1400 l/s Leistung sind Schraubenpumpen, während die Pumpe mit 2500 l/s Leistung als Rohrschraubenpumpe ausgebildet ist. Sie sind sämtlich tief aufgestellt und durch lotrechte Wellen mit den hochwasserfrei stehenden Antriebsmotoren verbunden, eine Anordnung, die sich bei den Pumpwerksanlagen der Emschergenossenschaft bisher außerordentlich bewährt hat. Die Maschinensätze arbeiten selbsttätig und werden pneumatisch-elektrisch über Kontakt-Manometer gesteuert. Wegen der Bedeutung des Pumpwerks in dem dicht besiedelten Stadtgebiet sind für die Stromversorgung zwei getrennte Verbindungen zu je einem größeren Industriekraftwerk vorhanden. Ferner ist für später die Möglichkeit eines zusätzlichen Anschlusses an das öffentliche Stromversorgungsnetz vorgesehen; die hierfür erforderlichen Trafo- und Schaltanlagen können, worauf im Abschnitt D bereits hingewiesen wurde, in einigen vorhandenen Nebenräumen eingebaut werden.

Die Schlammpumpe für die Entleerung des Dükers hat eine mittlere Leistung von 170 l/s. Sie ist in einem besonderen Schacht innerhalb des Abfallschachtes etwa 22 m unterhalb des Motorenflurs aufgestellt und wird durch eine entsprechend lange Welle von dem im Anbau des Pumpwerks stehenden Motor angetrieben. Das von ihr geförderte Wasser-Schlammgemisch fließt in ein besonderes Becken im Einlaufbauwerk und wird von hier aus von den Trockenwetterpumpen nach Westen zur städtischen Kläranlage weiter gefördert.

Für die Wartung und Bedienung des Pumpwerks genügen ein Maschinist und ein Wärter. Abb. 14 zeigt den Motorenraum.

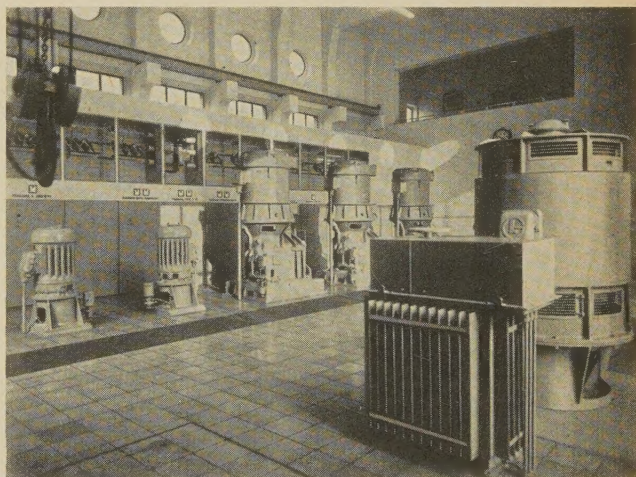


Abb. 14. Blick in den Motorenraum des Pumpwerks Dortmund-Borsigstraße. Links zwei Pumpensätze von 300 l/s Leistung für den Trockenwetterabfluß, in der Mitte drei Pumpensätze von je 1400 l/s und rechts der Pumpensatz von 2500 l/s für den Hochwasserabfluß.

Die Kosten betragen:

1. für den Pumpwerksbau einschl. Anbau 0,9 Mio. DM
2. für den Düker zum städtischen Tiefkanal einschl. Grundwasserhaltung usw. 2,24 Mio. DM
3. für die Pumpen sowie die Saug- und Druckrohre innerhalb des Pumpwerks 0,5 Mio. DM
4. für Motoren einschl. Einbau, elektrische Anlagen einschl. Stromversorgung usw. 0,56 Mio. DM

Gesamtkosten: 4,20 Mio. DM

sich so beachtliche Umlenkwinkel. Um den Spannkraftverlust infolge der Kraftumlenkung zu vermindern, wurde in jeden Strang durch abwechselndes Spannen und Nach-

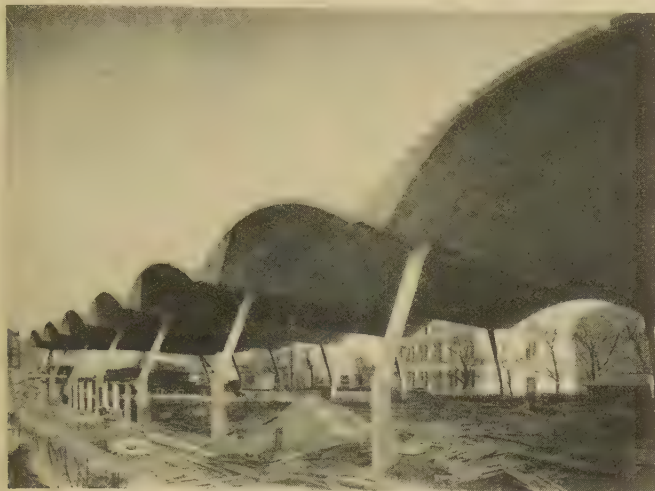


Abb. 2. Halle im Rohbauzustand.

lassen die gewünschte Vorspannkraft in Übereinstimmung mit dem errechneten Ausziehweg eingetragen.

Die Aussteifungsträger an den beiden äußeren Rändern sind grundsätzlich bei der oben dargestellten Vorspannung der Schalen entbehrlich, wurden jedoch aus konstruktiven Gründen angeordnet, insonderheit damit die Schalenkonstruktion an den freien Rändern eine größere Steifigkeit

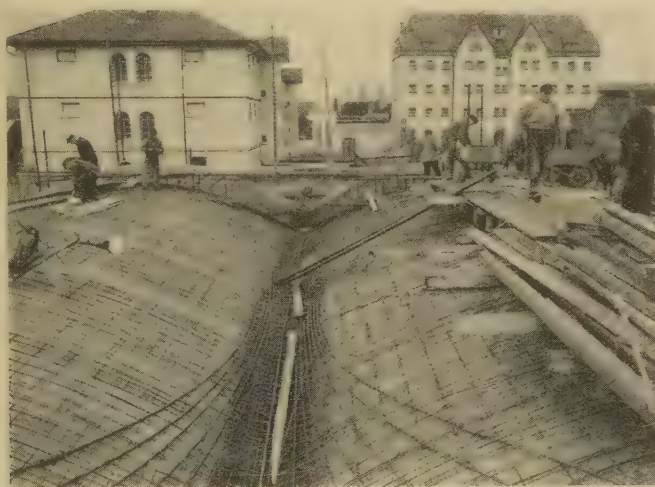


Abb. 3. Bewehrung von Schale und Binderscheibe.

erhält. Um den mit der Vorspannung gewollten Spannungszustand der Schalen nicht zu stören, sind die Aussteifungsträger mit dem Ziel vorgespannt, ihnen die gleichen Verformungen wie dem Schalenrand aufzuzwingen.

Die Binderscheiben haben außer der Fortleitung der äußeren lotrechten Schalenlasten zu den Stützen die Aufgabe, die in Hallenlängsrichtung wirkenden Windlasten über die Dachscheibe des Westanbaues zu den darin vorgesehenen Windscheiben zu tragen. Deshalb sind die Binder mit dem Dach des Westanbaues zug- und druckfest verbunden; sonst sind alle Anbauten von der Halle durch Dehnungsfugen getrennt. Die Binder sind mit Torstahl schlaff bewehrt; zur Aufnahme der Zugkraft aus dem Schalenschub und zur Verringerung der Haarrißbildung sind sie mit 50 t zweiseitig eingeleiteter Kraft vorgespannt (Abb. 3).

3. Statik

Die Berechnung der Schalen wurde grundsätzlich nach dem Verfahren von Mehmel-Fuchssteiner [1] durch-

geführt. Über einige Ergänzungen, u. a. die Berücksichtigung des gegenseitigen Einflusses der Kämpfer-Randstörungen, wird in einiger Zeit gesondert berichtet werden.

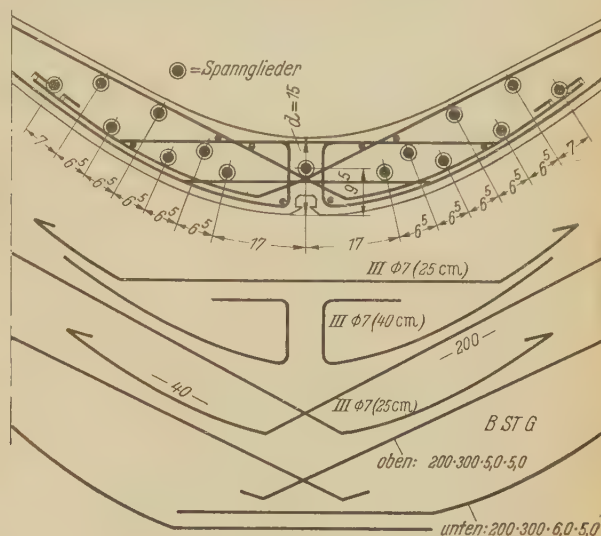


Abb. 4. Bewehrung eines normalen inneren Kämpfers in Feldmitte.

Die Bogenmomente einer inneren Schale und die Normalkräfte N_x sind in Abb. 5 und 6 wiedergegeben. Bei den inneren Kämpfern treten keine vertikalen Reaktionen und keine horizontalen Verschiebungen auf, die Schubkraft und die Tangentenverdrehung sind ebenfalls Null; deshalb lauten die der Ermittlung dieser Schnittkräfte zugrunde liegenden Randbedingungen (an der Stelle $\omega = 0$ bzw. $\varphi = -\varrho$):

$$Q_{\eta} \cdot \cos \varrho - N_{\varphi} \cdot \sin \varrho = 0, \quad (1)$$

$$v \cdot \cos \varrho - w \cdot \sin \varrho = 0, \quad (2)$$

$$N_{x\varphi} = 0, \quad (3)$$

$$\partial w / \partial \omega = 0. \quad (4)$$

Vergleichsweise wurde diese Schale auch nach der „Balkenmethode“ von Lundgren [2] gerechnet. Die Ergebnisse weichen bei den Lastfällen g und V nur unbedeutend von denen nach [1] ab; die resultierenden Schnittkräfte aus $(g + V)$ stimmen nach beiden Verfahren praktisch überein (Abb. 5 u. 6). Entsprechendes gilt für $(g + p)$ und $(V + \varphi)$.

4. Ausführung

Der Rohbau der Halle entstand in der Zeit von Mitte Oktober 1954 bis Ende Januar 1955 vor Einsetzen des strengen Frostes.

Bei niedrigen Temperaturen bis -4°C wurden Kies, Sand und Wasser vorgewärmt, die

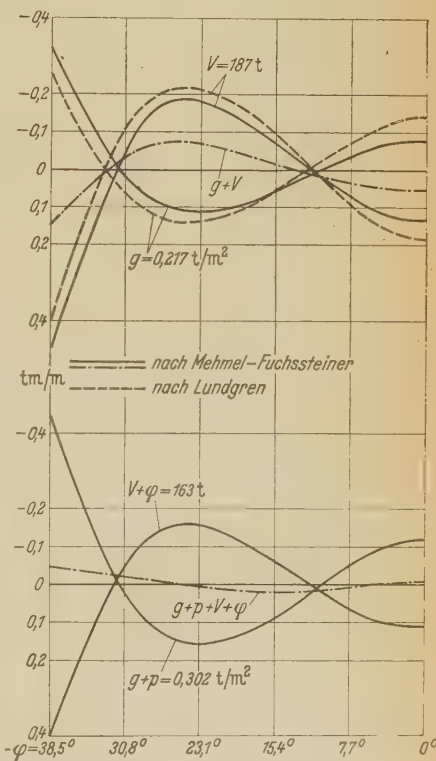


Abb. 5. Bogenmomente M_{φ} einer inneren Schale in Feldmitte ($x = 0$).

frisch betonierten Schalen mit Strohmatte und Planen abgedeckt und von unten mit Koksöfen beheizt.

Die Zusammensetzung des Schalenbetons B 300 war folgende: 350 kg hochwertiger Portlandzement, Wassercementfaktor 0,48; Plastiment 1 % vom Zementgewicht; Obermaterial in den Körnungen 0–3, 3–7, 7–15 mm unter Zusatz von Basalmehl; Verdichtung durch Innen- und Oberflächenrüttler sowie durch Rüttelstampfer.

Die Schalen wurden jeweils von First bis First betoniert und symmetrisch zu den Tälern nach 3 Tagen zur Hälfte, nach weiteren 4 Tagen vor dem Ausrüsten voll vorgespannt und injiziert.

Durch die Vorspannung haben sich die Schalen in Feldmitte um 5 mm gehoben; das stimmt mit der Rechnung überein.

Literatur

1. A. Mehmel u. W. Fuchssteiner: Bauingenieur 28 (1953) S. 116.
2. H. Lundgren: Cylindrical Shells, Band I, 2. Auflage, Kopenhagen 1951.

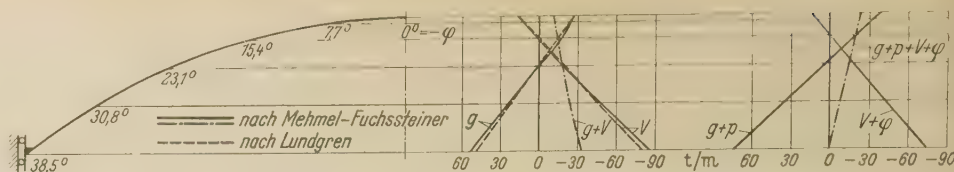


Abb. 6. N_x -Kräfte einer inneren Schale in Feldmitte ($x=0$).

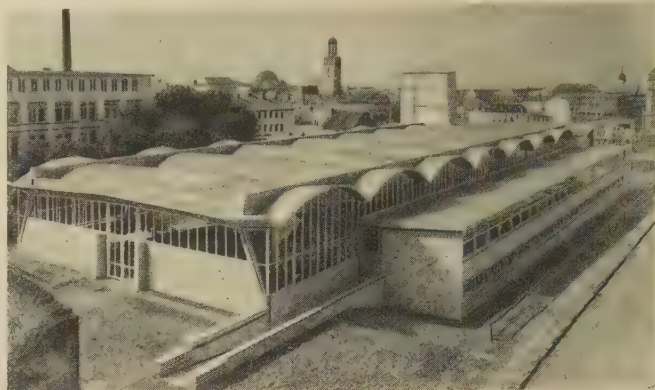


Abb. 7. Außenansicht der fertigen Halle.

Über einige Beispiele von Bauwerksdichtungen unter Anwendung von Bitumenformteilen und Hochfrequenz

Von Bernhard Hegemann und Dr. Carl Schreck, Hermsdorf (Thür.)

DK 624.192.8 + 625.84 : 625.752.1 : 621.365.5

In den letzten 30 Jahren sind uns auf dem Gebiet der Bauwerksabdichtung aus der Feder der sich um diese Technik verdient gemachter urteilsfähiger Sachkenner sowohl wertvolle praktische Erkenntnisse als auch exakte Forschungsergebnisse vermittelt worden, die ihrer Bedeutung entsprechend zur Grundlage einer zuverlässigen Dichtung geworden sind. Die Normblätter sowie die selbständigen bzw. ergänzenden technischen Vorschriften sind auf diesen sorgfältigen Unterlagen aufgebaut worden und bekanntlich dazu bestimmt, hinsichtlich der Anwendung und der Ausführung des Dichtungsverfahrens obligatorische Anweisungen zu geben.

Die vorliegende Aufgabe bedeutet nicht, mit dieser bewährten Übung abzubrechen, sondern hieran anschließend sie weiter zu entwickeln und auf Grund einer richtigen Einstellung zu den Fragen sowie eines Studiums der Vorgänge die vernünftige optimale Lösung anzustreben. Demnach soll hiermit versucht werden, den Forderungen unseres Zeitalters zu entsprechen und sich an neue wirtschaftliche Bedingungen anzupassen.

Mit der Erkenntnis des Mißverhältnisses zwischen mittel- und unmittelbaren Kosten entsteht z. B. die Aufgabe, um eine Balancierung wirtschaftlicher Vernunft und technischer Vollkommenheit bemüht zu sein. Das zielbewußte Streben nach vernunftgemäßer Gestaltung mag insoweit auf folgendes Beispiel gestellt werden, das zugleich einen Einblick in das Verfahren geben soll.

Bei bestimmten Bauwerken sind die nach der bekannten Übung vorzunehmenden Dichtungsarbeiten nur unter kostspieligen Voraussetzungen möglich. Die Außenhautdichtung bei Tunnelbauten dürfte dies bestätigen. Ob die Rückenflächen- oder die Innendichtung den Vorzug verdient, darüber ist zwar eine einheitliche Meinung nicht anzutreffen, doch scheint bei uns die Außenhautdichtung zu überwiegen. Ihre Ausführung unter Verwendung fabrikfertiger Dichtungsbahnen mit den verschiedensten Einlagen aus Wollfilzpappe, Jutegewebe, Glasfaservlies und Metallfolien ist bekannt. Ihre Anwendung erfordert einen erheblich größeren Mehrausbruch des Gebirges, um den für die

Dichtungsarbeiten erforderlichen Arbeitsraum zu schaffen, der alsdann wieder verfüllt wird. Die Tatsache, daß hierzu nun nicht mehr das mehr oder weniger standfeste Gebirge dienen kann, sondern eine künstliche Verpackung erforderlich wird, dürfte nicht selten zu einem Problem werden. Von verschiedenen Seiten wird bei einem Mehrausbruch eine Störung des im Gebirge eingetretenen Beharrungszustandes befürchtet [1]. Diese Bedenken beschränken sich nur auf gewisse Fälle. Mehr jedoch stört die unverhältnismäßige Erhöhung der Baukosten, die Emmrich [2] für unwirtschaftlich und unzuverlässig hält. Da diese Kosten ausschließlich für die Vorbereitung der Abdichtung aufgewandt werden müssen, ist es nur zu natürlich, daß die Bemühungen interessierter Kreise auf die Einsparung dieser unwirtschaftlichen Ausgaben gerichtet sind und eine Bauweise anstreben, die unter Verzicht auf den Mehrausbruch den Vollausbruch im ganzen Querschnitt ermöglicht [1] und nutzt.

Als Folge davon ist der Gedanke einer Zwischenisolierung entstanden. In durch zwei Betonschalen hergestellten und abgegrenzten Hohlräumen (Ausparungen) oder Schächten — wobei es noch offen bleibt, ob sie vor oder hinter dem Tunneltraggewölbe angeordnet werden — wird die heißflüssige Dichtungsmasse durch Kompressoren oder Pumpen eingebracht. In der Praxis jedoch stoßen diese Verfahren, besonders im Tunnelbau, auf große Schwierigkeiten, die sich sowohl auf die technische Seite als auch auf den Arbeitsschutz erstrecken. Da die Aufbereitung dieser Heißmassen nur außerhalb des Bauwerkes erfolgen kann, so wären bis zu ihrer Verarbeitungsstelle im Tunnel heizbare Rohrleitungen bzw. Schläuche erforderlich, durch welche die Massen mit einer Temperatur von mindestens 180° C zu befördern sind. Welche Gefahren diese Methode z. B. bei den Arbeiten im Scheitel des Gewölbes in sich birgt, liegt klar auf der Hand. Es dürfte niemand zuzumuten sein, mit einer Heißmasse bei diesen Temperaturen „über Kopf“ zu hantieren.

Da diese Vorschläge des Einpressens bzw. Hinterpumpens mit flüssiger Dichtungsmasse nur mit einem erheb-

lichen Aufwand in der Praxis ausführbar sind, entwickelte der eine Verfasser (Hegemann) zur Erleichterung der Herstellung einer Abdichtung vor geraumer Zeit bereits verformbare, plastische, homogene, zähelastische, trägerlose Formteile, vornehmlich aus Bitumen mit und ohne Zusatz von Füllstoffen. Es handelt sich um strukturviskose Baukörper mit eigener Tragfähigkeit und mechanisch-thermischer Stabilität, die einen ausreichenden Plastizitätsbereich besitzen. H. regte nun an, mit diesen vorgeformten fabrikfertigen trägerlosen Bitumen-Formplatten zu arbeiten. Die Platten, deren Dicke und Abmessungen den Anforderungen entsprechend hergestellt werden können, sollten durch im Bauwerk ausgesparte Fugen auf kaltem Wege eingebracht werden. Für eine zuverlässige Abdichtung war es nun noch nötig, die Platten untereinander dicht zu verbinden bzw. sie derart zu behandeln, daß das Dichtungsmaterial den vorhandenen Hohlraum voll ausfüllt.

Auf der Suche nach einem entsprechenden Verfahren wurde der andere Verfasser in die Problemstellung eingeweiht und ihm der Vorschlag gemacht, die Verbindungen der bituminösen Formteile bzw. die Erweichung der Dichtungsmasse mit Hilfe elektrisch erzeugter Wärme, wobei die Ausführung in Form eines Tauchsieders vorschwebte, vorzunehmen. Die Verwendung eines Tauchsieder-Heizkörpers erschien jedoch nach kurzer Einarbeitungszeit in das vorliegende Problem auf Grund der gegebenen mechanischen und technischen Verhältnisse als nicht gerade günstig und so machte Schreck den Vorschlag, doch zu versuchen, die Lösung der Aufgabe wesentlich eleganter durchzuführen, und zwar die „Verschweißung“ und die „Verflüssigung“ der bituminösen Platten mittels Hochfrequenz (HF) vorzunehmen.

Um diesen Gedanken auf seine Brauchbarkeit in der Praxis hin zu prüfen, war es nötig, entsprechende Vorversuche anzustellen, die auch alsbald durchgeführt und im Laufe der Zeit durch weitere ergänzt wurden. Über die Ergebnisse der Versuche, die sich zunächst auf die Ermittlung der dielektrischen Werte, auf Verlustwinkel ($\tan \delta$) und die Dielektrizitätskonstante (ϵ) bei Zimmertemperatur, die Abhängigkeit dieser Werte von der Frequenz und die Abhängigkeit von der Temperatur und dann später auf die praktische Erprobung der Verflüssigung der Massen an entsprechenden, den praktischen Verhältnissen nachgebildeten Objekten erstreckten (Abb. 1), wurde bereits in einer anderen Arbeit berichtet [3]. Ein näheres Eingehen auf die Ergebnisse ist deshalb nicht nötig. Sie waren so erfolgversprechend, daß weitere Untersuchungen über die praktische Anwendung des Verfahrens und auch entsprechende Überlegungen angestellt wurden. Durch die



Abb. 1. Kleiner Versuchsschacht
10 x 10 x 1 cm.

Versuche wurden folgende Vorteile, die sich bei den trägerlosen Bitumen-Dichtungsverfahren unter Verwendung von HF ergeben, erkannt:

a) Durch Beigabe bestimmter Stabilisatoren zu den verschiedensten Bindemitteln in selektiver Abstufung ist es möglich, den Verlustwinkel der Massen so einzustellen, daß sie schon mit geringen HF-Leistungen zum Verfließen gebracht werden können.

b) Bei den Messungen wurde eine Vergrößerung des Verlustwinkels mit zunehmender Temperatur gefunden, woraus ersichtlich ist, daß bei Beaufschlagung der Dichtungsmassen mit HF mit der einsetzenden Temperaturerhöhung auch gleichzeitig eine Verlustwinkelerhöhung ein-

tritt, wodurch wieder eine wesentlich stärkere Erwärmung erfolgt usw. Die bei den Massen gefundene Abhängigkeit des Verlustwinkels von der Temperatur ist also bezüglich des Leistungsaufwandes von besonderer Wichtigkeit.

c) Da der Verlustwinkel der Masse an jeder Stelle des Masseformteiles praktisch gleich ist, wird bei Anlegen der HF das gesamte Formteil unter der Elektrodenfläche im Innern vollkommen gleichmäßig erwärmt.

d) Die schlechte Wärmeleitfähigkeit der Bitumenmasse ist für das Verfahren von besonderer Wichtigkeit. Durch entsprechende Ausbildung der Elektroden ist es möglich, die Masse an den Stellen, örtlich begrenzt, bis zum Verfließen zu erhitzen, an denen eine Verschweißung vorgenommen werden soll. Dies war besonders gut bei dem Versuch des Auskleidens von Stahlrohren (Abb. 2) zu beob-



Abb. 2. Stahlrohr auskleidung.

achten, wobei das Stahlrohr sich an der Stelle, an der im Inneren die Schweißung vorgenommen wurde, nur leicht erwärmte, während es auf der gegenüberliegenden Seite vollkommen kalt blieb.

e) Die zur Zuführung der HF-Energie nötigen Elektroden bzw. die dazu nötige Elektrode können bzw. kann in jedem Fall auch den schwierigsten Bauwerk- und Konstruktionsformen angepaßt werden. Dadurch ist selbst bei unzugänglichen Stellen die Gewähr für eine zuverlässige und vollständige Abdichtung gegeben; eine Feststellung, wie sie bei der bisherigen Übung nicht immer getroffen werden konnte.

Weiter wurde gefunden, daß das im Beton enthaltene Wasser bei zu starker Beanspruchung mit HF-Energie sich

in Wasserdampf verwandelt und entweicht. Beim Erkalten der Dichtungsmasse entstehen dann Hohlräume, sog. „Lunker“, die für die Abdichtung schädlich sind (Abb. 3). Es ist selbstverständlich, daß derartige Einschlüsse auch beim heißen Ein- bzw. Hintergießen und beim heißen Hinterpumpen von flüssigem Dichtungsmaterial auftreten. Während sie aber bei diesen eben genannten Verfahren nicht beherrscht werden können, kann bei der HF-Erwärmung durch eine entsprechende Steuerung die HF-Leistung so einreguliert werden, daß die Temperatur der Dichtungsmasse immer unter 100° C



Abb. 3. Stark mit Lunkern
durchsetzte Schachtdichtungsplatte.

bleibt, wodurch dem Wasser im Beton keine Möglichkeit gegeben ist, als Wasserdampf zu entweichen.

Nach den aus den Versuchs-Ergebnissen gezogenen Erkenntnissen und den Folgerungen wurden auch Überlegun-

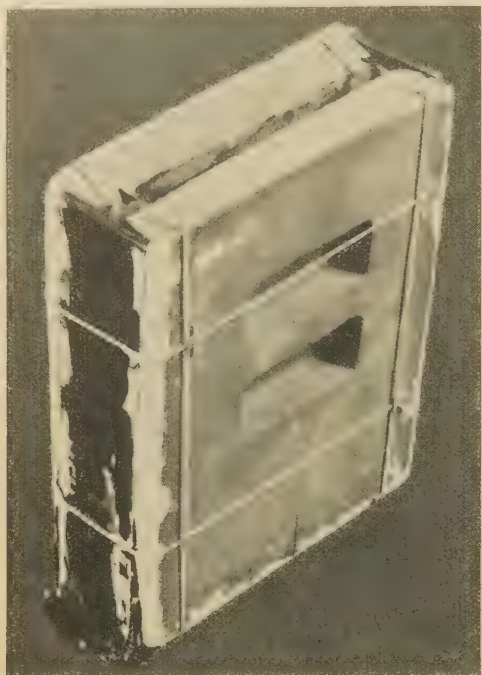


Abb. 4. Großer Versuchsschacht aus Essenschieber-Betonplatten.

gen für die Anwendung des Verfahrens in der Praxis angestellt. Es ergaben sich dabei Möglichkeiten für verschiedene Bauweisen, die im Nachstehenden kurz skizziert werden sollen:

Für die Möglichkeit der Zwischendichtung mittels Hochfrequenz haben die Verfasser die Bezeichnung Kassettenbauweise gewählt. Sie wird durch zwei gleichlaufende Gewölbeschalen dargestellt, deren Abstand voneinander der Dicke der vorgesehenen trägerlosen Bitumenplatte entspricht. Der durch das äußere an das Gebirge anbetonierte und durch das innere Gewölbe gebildete Hohlraum ist für die Aufnahme der Dichtungsplatten bestimmt. Zu diesem Zweck sind in der inneren Schale, über die gesamte Fläche gleichmäßig verteilt, Schlitze zum Einschieben der zäh-elastischen Dichtungsplatten angeordnet; ein Vorgang, der mit der Benutzung eines Briefkastens oder einer Kassette vergleichbar ist. Die Abmessungen der fabrikmäßig hergestellten und gebrauchsfertig angelieferten Dichtungstafeln (auch in Rollenform) lassen sich den jeweiligen Erfordernissen anpassen.

Mehrere in einer solchen Kassette bzw. in einem solchen Schacht eingebrachte Platten (Abb. 4) werden durch eine an das innere Gewölbe (Leibungsfläche) angelegte entsprechend ausgebildete Elektrode, die mit einem leistungsstarken HF-Generator in Verbindung steht, mittels HF an den Stoßstellen verschweißt oder insgesamt erwärmt bzw. verflüssigt. Daraus ergibt sich, daß die Erwärmung der Platten nicht nur allein ihrer Verbindung (Verschmelzung) dient, sondern auch die restlose Verfüllung der ausgesparten Fugen gewährleistet. Das ist besonders bei allen unerwünschten

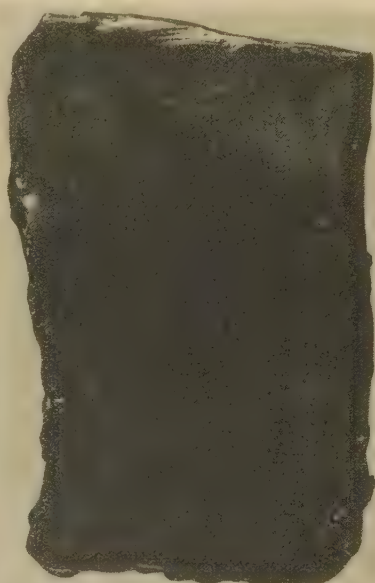
und unkontrollierbaren Hohlräumen wie Kiesnestern wichtig, die nicht selten bei Ausführungen in Ort-beton entstehen und verschiedentlich zu Undichtheiten geführt haben. Durch Nachschieben weiterer Platten und durch weitere HF-Erwärmung kann so der gesamte Schacht auch die Partien im Scheitel des Gewölbes homogen mit Dichtungsmaterial lückenlos ausgefüllt werden, so daß nach dem Erkalten eine zusammenhängende, naht- und fugenlose Schutzhaut, also ein eigenes Bauelement gebildet wird. Weil der Dichtungsteppich in sich und durch die ihn umgebenden Bauteile erwärmt wird und demzufolge auch nur langsam abkühlt, findet kein Abschrecken oder plötzliches Erstarren der Masse statt. Die Dichtungsplatten sind trägerlos, besitzen also keinerlei Einlagen weder aus Wollfilzpappe noch aus Gewebe, weshalb sie nicht der Gefahr verfaulen oder verrotten zu können unterliegen.

Wenn dem so ist, kommt der sonst erforderlichen Einpressung von $0,1 \text{ kg/cm}^2$ nicht die Bedeutung zu, die sie zum Beispiel für die Überwindung der Kapillarkraft hat. Die Dehnungsfähigkeit bzw. die Scherdehnungsfestigkeit ist einmal wegen der Schichtstärke der zäh-elastischen, gummiartigen Platten und zum anderen wegen ihrer homogenen Beschaffenheit beträchtlich. Daraus ergibt sich weiterhin, daß das Schwinden des Betons sich weniger schädlich als bei Lagendichtungen auswirken kann.

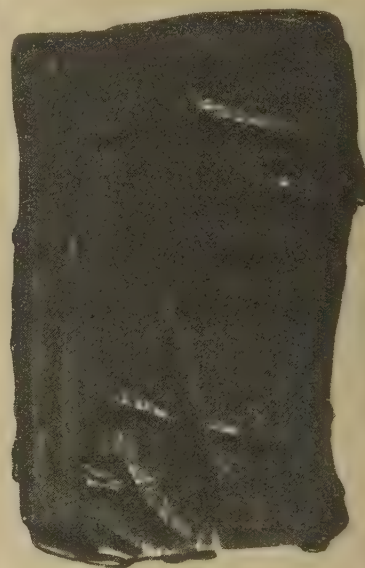
Welche von den Gewölbeschalen die Eigenschaft des Traggewölbes übernimmt, ist für die Nutzung der Methode unerheblich. Sie schützt jedenfalls die Abdichtung auch bei Setzungen der über dem Tunnel lagernden Gebirgsschichten weitgehend gegen Zerstörung.

Aus allem ist zu erkennen, daß es möglich ist, die Dichtungsarbeiten ohne einen größeren, kosten- sowie zeitmäßig erheblichen Gesteinsausbruch auszuführen und den Aufwand für den Arbeitsschutz wegen der gegebenen Gefahrverminderung beträchtlich herabzusetzen.

Für die Möglichkeit der Innendichtung mittels Hochfrequenz haben die Verfasser die Bezeichnung Tapetenbauweise gewählt. Nach der Methode der „Tapetenbauweise“ werden die trägerlosen Bitumenplatten von eigener Stabilität eng nebeneinander an die



a) Vorderseite



b) Rückseite.

Abb. 5. Zwei stumpf zammengelegte und verschweißte, etwa $\frac{1}{2} \text{ cm}$ starke bituminöse Platten.

Innenseite des Gewölbes bzw. einer Gewölbeschale oder an die Unterlage einer Konstruktion mittels HF angeklebt. Die Arbeitsweise ähnelt der Tapezierung von Wänden. Es besteht, sofern dies überhaupt einmal erforderlich sein

sollte, auch die Möglichkeit, die Dichtungstafeln durch in die Unterlage einbetonierte Bänder aus nicht verrottbarem Material (Glasfaservlies) noch zusätzlich zu verankern.

Nachdem die Stoßstellen der Platten durch Aufkleben weiterer Dichtungstreifen verstärkt worden sind, werden durch Anlegen einer entsprechend geformten Elektrode die Dichtungstafeln verschweißt (Abb. 5). Zwischen Dichtungsmaterial und Elektrode wird ein geeignetes Medium wie Schiefermehl, Talkum oder dünne Kunststoff-Folie eingeschaltet. Hierdurch wird erreicht, daß sich die Elektrode nach der in kürzester Zeit erfolgten Verschweißung ohne Schwierigkeiten und ohne Verletzung des Dichtungsmaterials entfernen läßt. Im Scheitel eines Gewölbes oder in Rohren kann die Verschweißung „über Kopf“ mittels entsprechender Vorrichtungen, die das Dichtungsmaterial abstützen, vorgenommen werden. Ein Abtropfen bzw. Weglaufen des Materials an diesen Stellen ist ausgeschlossen, da durch die Hochfrequenz, wie erwähnt, nur die Naht, also eine örtlich begrenzte Stelle, erwärmt wird.

Die im Tunnelbau nach der „Tapetenbauweise“ hergestellten Abdichtungen ermöglichen eine direkte Kontrolle durch Inaugenscheinnahme hinsichtlich der ordnungsmäßigen Ausführung. Dieser Vorteil beseitigt manche Bedenken, die nicht selten bezüglich der Weiterbetonierung an die Dichtung bestanden haben.

Noch mehr als die bisher bekannten Abdichtungsverfahren wird die „Tapetenbauweise“ von der bei dem Abbindeprozeß entstehenden Wärme begünstigt. Ihr Einfluß bewirkt eine ideale Anpassung des naht- und fugenlosen Dichtungsteppichs an die Unterlage, der homogen und frei von Falten, Wellen und Blasen sowie Lunker und Fehlstellen ist.

Für die Möglichkeit der Außenhaut- oder Rückenabdichtung mittels Hochfrequenz haben die Verfasser die Bezeichnung Bausteinausführung gewählt.

In diesem Fall werden die Fertigbetonteile mit fabrikmäßig hergestellten bituminösen Dichtungsformteilen durch Aufschmelzen (Aufschweißen) mittels HF untrennbar verbunden. Falls sich die Aufbringung des Dichtungsteppichs verzögern sollte, wird von den Verfassern die Behandlung der zu schützenden trockenen Betonfläche mit einem dünnflüssigen Bitumenkalkanstrich für zweckmäßig gehalten. Diese Vorbehandlung soll das Ansetzen von Staub und den Niederschlag von Feuchtigkeit verhindern.

Diese einzelnen Fertigelemente, die in ihren technischen möglichen Abmessungen und in ihrer Konstruktion aneinanderstoßen, erhalten in ihren Fugen eine Dichtungsverstärkung in Form des bekannten „Hematect“-Dichtungsgürtels. Mittels HF-Erwärmung wird die in den Fugen vorgesehene Verstärkung naht- und fugenlos mit dem auf den Fertig-Betonteilen befindlichen Dichtungsteppich verschweißt. Während sich der Dichtungsbelag auf der wasserabweisenden, also auf der Außenseite, befindet, wird die Elektrode zur Erwärmung auf der Tunnel-Innenseite an den zu behandelnden Stellen angelegt, worauf die Erwärmung im Innern der Dichtungsmassen eintritt und bis zur vollständigen Schweißung gefördert wird. Damit ist die gesamte Tunnelröhre von außen vollständig hermetisch naht- und fugenlos über die ganze Länge elastisch umschlossen. Die zwischen der Außendichtung und dem Gebirge noch verbleibenden geringen Hohlräume werden durch Hinterpressen von Zement nach erprobten Verfahren geschlossen. Wie bei den oben beschriebenen Methoden schmiegen sich auch hier die bituminösen Formteile ohne Faltenbildung dem Untergrund fest und innig an.

Es dürfte verständlich sein, daß eine fabrikmäßig hergestellte Dichtung, die als Bestandteil in den Baukörper eingeht, gleichmäßiger und zuverlässiger als eine Ort-Dichtung ausfallen muß. Durch die fabrikmäßige Herstellung der festen, trägerlosen, bituminösen Formteile werden weiter die in den üblichen Dichtungsaufstrichen nicht zu vermeidenden feinen kapillaren Öffnungen aus-

geschaltet, wodurch auch die Dichtung gegen Luftdruck gegeben ist. Diese Eigenschaften eröffnen dem Verfahren weitere Anwendungsgebiete. Die fabrikfertige Dichtungs-Ausrüstung von Bauelementen vor ihrem Einbau entspricht demnach dem angestrebten Ziel und vervollständigt erst so recht den eigentlichen Sinn des „fertigen“ Baukörpers, also des Fertig-Betonbauteiles.

Bezüglich der Resistenz des aufgetragenen Dichtungsteppichs gegenüber mechanischen Einflüssen haben Beobachtungen bestätigt, daß sie bei sinnvoller Einstellung des Verhältnisses von Stabilität zur homogenen Elastizität (Rückfederungsvermögen) ähnlich der eines Gummibelags ist. So kann die Bewährung der im Tauchverfahren aus Hematect W (F) hergestellten Führungsschläuche für Spannstäbe aus Rundstahl bei der Fertigung von Spannbetonstützen als ein überzeugendes Beispiel für die bis zu einem gewissen Grade bestehende Unempfindlichkeit gegenüber mechanischen Einwirkungen gelten. Wenn schon dieser dünne Film zufolge der vorerwähnten Eigenschaften der besonderen, durch den mechanischen Beton-Rüttelprozeß hervorgerufenen Beanspruchung widersteht, um wieviel mehr muß eine Dichtungsstärke bis zu 10 mm oder mehr überzeugen, welche auf den Fertigbetonteilen festhaftend diese einseitig abdeckt. Zieht man in Betracht, daß sich die Stäbe nach mehrmonatiger Lagerung der Betonstützen im Freien immer noch anziehen lassen, so liefert selbst der dünne Film des Dichtungsstoffes einen zweifelsfreien Beweis seines Verhaltens gegenüber mechanischen Einwirkungen.

Eine weitere gute Eigenschaft des neuen Dichtungsverfahrens, der Synthese von Hochfrequenz und trägerlosen Bitumen-Formteilen, im allgemeinen, ist die Tatsache, daß die Arbeiten ohne Anwendung von offenem Feuer, also von Asphalt-Kochkesseln, auch im Winter und bei starkem Luftzug durchgeführt werden können.

Als viertes Beispiel soll noch die Möglichkeit der Anwendung der HF-Erwärmung bei der „Fugendichtung bei Betonstraßen“ erwähnt werden.

Ein bekannter Nachteil der Betonstraßen ist der, daß bei mangelnder Sorgfalt in der Fugenausführung die Gefahr von Rißbildung entsteht und damit dauernde Unterhaltungsarbeiten erforderlich werden. So äußerte sich Kleinlogel [4], daß das letzte Wort über die zweckmäßigste Art und Weise der Gestaltung der Fugen immer noch nicht gesprochen sein dürfte. Im Kapitel „Fugenanordnung und Fugenausführung“ schreibt er:

„Der Zweck der Stöße ist die Aufnahme und der Ausgleich der durch Schwinden, Temperatur, Feuchtigkeitswechsel und Verkehrsbelastung entstehenden Spannungen, die andernfalls zur Bildung wilder Risse im Straßenbelag führen würden. Trotzdem sind die Stöße als unerwünscht zu betrachten, da sie erhöhte Kosten im Bau und Unterhaltung bedingen und ihre fehlerlose Ausführung schwierig ist.“

Im Abschnitt „Fugendichtung und Vergußmassen“ (S. 115) bemerkt er dann folgendes:

„Die festen Fugeneinlagen im unteren Teil der Raumfugen müssen die Ausdehnung der Betonplatten zulassen. Sie dürfen bei der Verdichtung des Betons nicht zerschlagen werden und dürfen das Wasser aus dem frischen Beton nicht absaugen. Bei 50 kg/cm² Druckbeanspruchung sollen sie sich mindestens auf die Hälfte ihrer ursprünglichen Dicke zusammendrücken lassen. In Querrufen sollen sie auf die Breite des ungeteilten Fahrbahnstreifen tunlichst ungestoßen durchgehen. Meist verwendet man eingeweichte, vollkantige, möglichst astfreie Bretter aus Weichholz oder solche aus Holzfaserstoff. Es darf mit Sicherheit damit gerechnet werden, daß sie im Laufe einiger Jahre verrotten und deshalb der Fugenverguß seine Stütze verliert, teilweise abwandert, und daß es damit zu Undichtigkeiten der Fugen kommen kann. Schon aus diesem Grunde ist die Lösung keinesfalls mustergültig.“

Der obere Fugenraum ist auf eine Tiefe von mindestens 4 cm mit Vergußmasse zu füllen, die die Fuge dauernd gegen Eindringen von Wasser und Schmutz schützen soll. Das Vergußgut muß Nachgiebigkeit gegenüber den Bewegungen der Betonplatten und gutes Haften am Beton zeigen. Seine Auswahl erfolgt nach den „Vorläufigen Lieferbedingungen für bituminöse Fugenvergüßmassen“. Bei 50° C darf der Verguß nicht aus der Fuge fließen und muß bis — 25° C noch plastisch bleiben. Bei sinkenden Temperaturen etwa auftretende Risse müssen von selbst wieder zusammenfließen. Ein Haften an Gummistreifen und Lederschuhzeug ist auch bei Erwärmung unstatthaft.“

Diese Ausführungen sind so prägnant und eindeutig, daß irgendwelche Änderungen und Ergänzungen überflüssig sind. Sie werden vervollständigt durch die angegebenen zahlreichen Dichtungsverfahren, die in einer Tabelle zusammengestellt sind und die mehr oder weniger große Nachteile aufweisen. Um die Schwierigkeiten, die bei den üblichen Verfahren, nämlich bei der Verwendung von Holz bezüglich der Beschaffung des Materials, auftreten, und um die durch Verwendung des Holzes bedingten Mängel zu beseitigen, ist auch bei der Fugendichtung die Verwendung von trägerlosen Bitumen-Formteilen, die mittels HF erwärmt werden, möglich.

So können z. B. die Formteile in den herstellbaren Längen und mit der üblichen Höhe in erforderlicher Stärke rechts und links an ein stabiles Eisenblech entweder durch Voranstrich oder mittels HF aufgeklebt werden. Diese so ausgerüstete Eisenschiene wird als Begrenzung für die Fahrbahnplatten aufgestellt. Nach dem Einrütteln und dem Abbinden des Unter- und Oberbetons wird dann eine entsprechende Zuführung der Eisenschiene mit dem HF-Generator verbunden und HF-Energie auf das Gebilde gegeben. Durch die auftretende Erwärmung wird die angeklebte Dichtungsmasse flüssig, so daß sie sämtliche Hohlräume in der Fuge, also im Beton, ausfüllt und die Eisenschiene nach Abschalten der HF-Energie leicht herausgezogen werden kann. Die verbleibende Fuge im oberen Beton wird dann nach entsprechendem Verfahren mit flüssiger Dichtungsmasse ausgegossen.

Eine weitere erwähnenswerte Möglichkeit wäre in der Art gegeben, daß die Dichtungsplatten ohne Eisenschiene als Begrenzung für die Fahrbahnplatten aufgestellt werden. Nur an den Stoßstellen befinden sich entsprechende Eisenbleche als Elektroden, die nach dem Einrütteln und Abbinden der beiden Betonlagen an den HF-Generator angeschlossen werden. Durch örtlich begrenzte Erwärmung tritt eine Verflüssigung des Dichtungsmaterials ein, wodurch nach Herausziehen der Bleche eine einwandfreie Verschweißung der Formteile und damit eine stoßstellen- und brückenfreie Fugendichtung geschaffen ist.

Diese Möglichkeiten, die im Laufe der Zeit bestimmt durch weitere Methoden noch ergänzt werden, sind ausführbar, da die Druckversuche an den bituminösen Form-

teilen bei einer Belastung von 50 kg/cm² ergeben haben, daß sie sich auf über die Hälfte ihrer ursprünglichen Dicke zusammendrücken lassen.

Die Vorteile dieser Fugeneinlage in Verbindung mit dem HF-Verfahren liegen eindeutig auf der Hand, denn sie besitzt keine der von Kleinlogel zitierten Nachteile.

Obwohl bisher die zur Einführung des Verfahrens in die Praxis nötigen Versuche nur in kleinerem Maßstabe durchgeführt werden konnten, erscheinen die Ergebnisse doch so aussichtsreich und vielversprechend, daß die Verfasser es für zweckmäßig ansahen, schon jetzt in Form dieses Aufsatzes die Praktiker und Bauingenieure von dem Verfahren zu unterrichten, damit die bevorstehenden Möglichkeiten bereits erkannt werden. Es ist auf Grund der angeführten Beispiele nach Ansicht der Verfasser durchaus möglich, mit entsprechenden Vorteilen das Verfahren in der Praxis anzuwenden, wobei bereits jetzt erkannt wurde, daß die Anwendung auch auf andere Gebiete sich ausdehnen läßt. So haben Versuche einwandfrei gezeigt, daß mit dem Verfahren das Auskleiden von Stahlrohren (s. Abbildung 2) möglich ist und unterkorrodierte Rohre mit einem Durchmesser von 1 m und größer mit Bitumen-Formteilen ausgebessert werden können. Durch weitere Versuche im kleineren Maßstab konnte auch die Verwendung der HF-Erwärmung bei der Entleerung von Kesselwagen bestätigt werden (Abb. 6).



Abb. 6. Kleiner Versuchsaufbau für Kesselwagen-Entleerung.

Zusammenfassung

Nach den Ergebnissen der Vorversuche und den Ergebnissen der mit einem HF-Generator angestellten Untersuchungen, die in einer anderen Arbeit zusammengestellt wurden, ist es offensichtlich, daß die Anwendung des Verfahrens der Schweißung von Abdichtungen mittels Bitumen-Formteilen und Hochfrequenz auch in der Praxis möglich ist. Entsprechende Beispiele für das Vorgehen bezüglich der Abdichtung bei verschiedenen Bauweisen werden gebracht. Die Vorteile des Verfahrens werden aufgezeigt.

Literatur

1. Theodor Brodersen: Bitumen in der Praxis, Berlin 1944, S. 167.
2. Bautechnik 18 (1936) S. 237.
3. Hegemann u. Schreck: Bitumen 18 (1956).
4. A. Kleinlogel: Betonstraßen, Teil IV, Halle/S. 1949.

Biegemomente in auskragenden Fahrbahnplatten

Von Dipl.-Ing. G. Dehnkamp, Rheinhausen, u. Dipl.-Ing. H. Krosse, Mülheim a. d. Ruhr

DK 625.033.3 : 531.23

1. Problemstellung

Die Einspannmomente der auskragenden Teile von frei drehbar gelagerten Fahrbahnplattenstreifen werden vielfach unter Annahme starrer Einspannung am Randträger berechnet. Man schließt dann in Analogie zur Stabstatik auf einen linearen Abfall der Momente im angrenzenden Plattenstreifen (Abb. 1). Bei Belastung durch Einzellasten ist nun weder das Abklingen geradlinig noch entspricht die Lagerung der starren Einspannung, denn die Platte kann sich längs der Unterstützungslinie $x = 0$ winden. Sie weicht gewissermaßen der Spannungs-

spitze aus, die Einspannung ist elastisch, die Momente lagern sich um. Diese Umlagerung hat zur Folge, daß die Beanspruchung geringer ist als unter den genannten vereinfachenden Annahmen, besonders im Bereich zwischen den Trägern. Eine genauere Berechnung ist deshalb immer dann angebracht, wenn große negative Feldmomente störend bemerkbar werden. Dies trifft im wesentlichen bei voll ausgenutzten, vorgespannten Fahrbahnplatten von Verbundbrücken mit weiten Auskragungen zu. In solchen Fällen lassen sich Einsparungen an Spannstahl und Plattenstärke erzielen. Durch sinngemäße Übertragung

des Cross'schen Momentenausgleichsverfahrens auf die Plattenstatik ist der erforderliche Rechenaufwand erträglich.

2. Der starr eingespannte Krag-Plattenstreifen

Die Kenntnis der Momente eines Krag-Plattenstreifens mit starrer Einspannung ist die Voraussetzung zur Anwendung des anschließend beschriebenen Verfahrens. Man

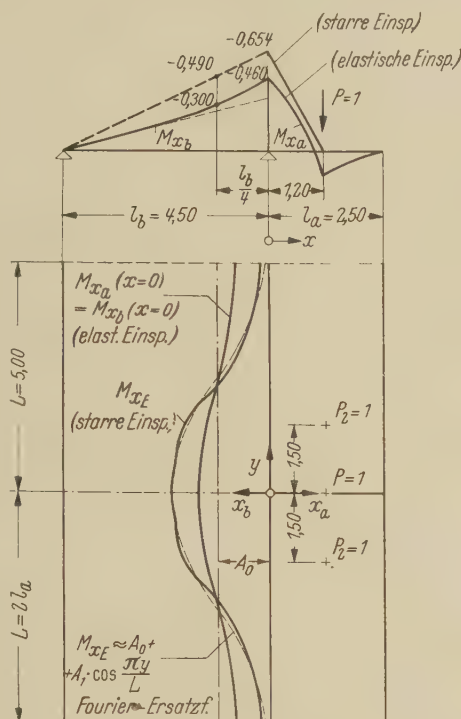


Abb. 1. Momentenverlauf bei starrer (M_{xE}) und elastischer Einspannung (vereinfachte Annahme bzw. tatsächlicher Verlauf).

erhält sie am schnellsten aus einem geeigneten Einflußfeld, wie es z. B. in Abb. 2 dargestellt ist¹.

Da das Feld jeden beliebigen Punkt der Unterstützungslinie zum Aufpunkt haben kann, ist die Größe des Randeinspannmoments M_{xE} (= Festhaltungsmoment) in Abhängigkeit von y numerisch bekannt. Diese Funktion wird in eine Fourier-Reihe entwickelt. Es gilt dann

$$M_{xE} = A_0 + \sum_{n=1}^{\infty} A_n \cdot \cos n\pi y/L = \sum_{n=0}^{\infty} A_n \cdot \cos n\pi y/L. \quad (1)$$

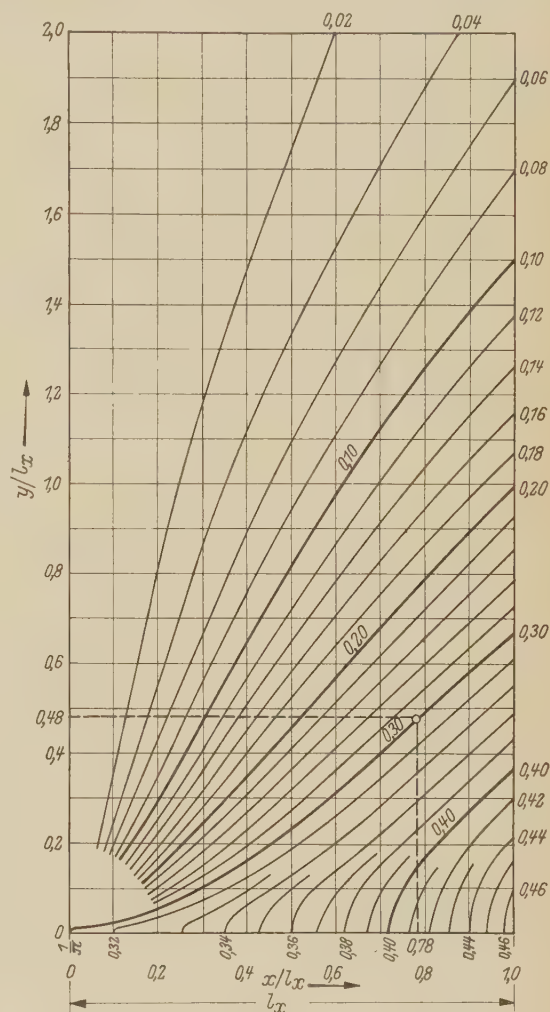
Darin ist $A_0 = \frac{1}{L} \int_0^L M_{xE} dy$ ein konstanter Mittelwert und

$$A_n = \frac{2}{L} \cdot \int_0^L M_{xE} \cdot \cos n\pi y/L \cdot dy \text{ der Koeffizient des } n\text{-ten}$$

periodischen Reihengliedes. Die Integrale sind numerisch nach der Simpsonschen Regel oder nach der Trapezregel zu berechnen. Die Wellenlänge L ist frei wählbar. Man schätzt sie so, daß die um den Mittelwert A_0 pendelnde Funktion M_{xE} im Bereich dieser Wellenlänge einer Cosinusfunktion möglichst ähnlich sieht. Die so angesetzte Reihenentwicklung stellt in 1. Näherung die Momentenfunktion dar. Sie setzt voraus, daß die Belastung in periodischem Wechsel mit y angreift. Da hierdurch die sich ergebenden Beanspruchungen größer errechnet werden als tatsächlich vorhanden, liegt man auf der sicheren Seite.

¹ Bittner: Momententafeln und Einflußflächen für kreuzweise bewehrte Eisenbetonplatten. Wien 1938.

Eine gut geschätzte Wellenlänge bietet den Vorteil, daß man sich bei der weiteren Betrachtung auf das erste periodische Reihenglied $n=1$ beschränken kann. Die Konvergenz der Reihe ist dann so gut, daß bei Vernachlässigung der anderen Reihenglieder nur ein Fehler von wenigen Prozenten entsteht. Löst man nun, wie beim Cross'schen Verfahren der Stabstatik, die starre Einspannung in der Unterstützungssachse, so verteilen sich die periodischen Anteile im Verhältnis der Verdrehsteifigkeiten auf die über der Unterstützungssachse aneinanderstoßenden Plattenstreifen. Die Anteile, die dabei auf den Kragstreifen und auf den inneren Plattenstreifen entfallen, werden durch die im nächsten Abschnitt berechneten Ver-



Ablesebeispiel: Last in (0,78; 0,48), $M_{xE} = P \cdot 0,298$ in (0,0).

Abb. 2. Einflußfeld der starr eingespannten Kragplatte (nach Bittner).

teilungszahlen a_n gekennzeichnet. Der konstante Anteil des Momentes A_0 geht beim Lösen natürlich voll auf den inneren Plattenstreifen über (Abb. 3).

Es wird im folgenden der Plattenstreifen mit einseitiger Auskragung behandelt. Für die Abmessungen, wie sie dem Berechnungsbeispiel im Abschnitt 4 zugrunde liegen, gilt in guter Näherung das Ergebnis dieser Untersuchung auch für den beiderseits auskragenden Plattenstreifen. Ein Nachweis hierfür ist in Abschnitt 5 geführt.

3. Die Verteilungszahlen

Bringt man auf den Rand eines Plattenstreifens das periodische Einheitsmoment $M_{x,n} = 1 \cdot \cos n\pi y/L$ auf, so wird sich eine Randverdrehung $\varphi_n(y) = \varphi_n \cos n\pi y/L$ einstellen, die von den Lagerungsbedingungen der Ränder und vom „Seitenverhältnis“ $n \cdot l_x/L$ abhängig ist.

Das Festhaltungsmoment sei nun gemäß Gl. (1) und den obigen Ausführungen angenähert $M_{xE} = M_{x,0} + \sum_1^n M_{x,n}$ (Abb. 3a), wobei $M_{x,0} = A_0$ und $M_{x,n} = A_n \cos n\pi y/L$ ist. A_0 und A_n sind, wie oben beschrieben, numerisch zu bestimmen.

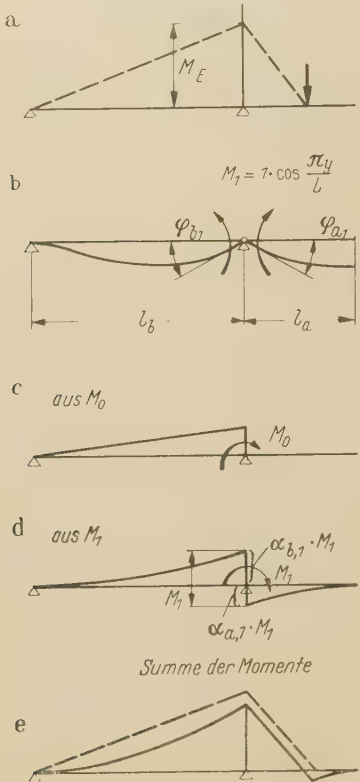


Abb. 3. Darstellung der Momentenumlagerung.

Das Randmoment $M_{x,n} = 1 \cdot \cos n\pi y/L$, das an den Rändern der in Abb. 3b getrennt gedachten beiden Plattenstreifen angreift, erzeugt die Verdrehungen $\varphi_{a,n} \cdot \cos \pi y/L$ und $\varphi_{b,n} \cdot \cos \pi y/L$. Die im Scheitel der Halbwellen erzeugten Maximalverdrehungen $\varphi_{a,n}$ und $\varphi_{b,n}$ sind ein Maßstab für die Steifigkeit.

Jeder Anteil $M_{x,n}$ des Randeinspannmoments verteilt sich auf die beiden Streifen wie folgt.

Der auskragende Plattenstreifen (a) erhält

$$M_{xa,n} = \alpha_{a,n} \cdot M_{x,n}.$$

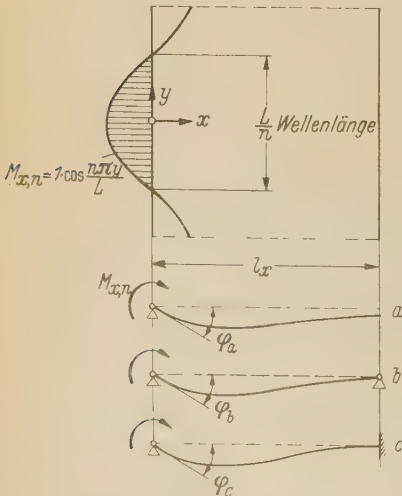


Abb. 4. Einheits-Randmoment und Tangentenneigungen φ , abhängig von den Randbedingungen a, b und c.

Der beiderseits gelagerte Plattenstreifen (b) erhält

$$M_{xb,n} = \alpha_{b,n} \cdot M_{x,n},$$

wobei

$$\alpha_{a,n} = \frac{\varphi_{bn}}{\varphi_{a,n} + \varphi_{b,n}} \text{ und}$$

$$\alpha_{b,n} = \frac{\varphi_{an}}{\varphi_{a,n} + \varphi_{b,n}} \text{ ist.}$$

$\alpha_{a,n}$ und $\alpha_{b,n}$ sind die gesuchten Verteilungszahlen. Um sie berechnen zu können, sind zunächst die Randverdrehungen φ_n der Plattenstreifen unter kosinusförmigen Randmomenten mittels der Plattentheorie zu bestimmen.

Es wird folgender Ansatz zur Lösung der Plattengleichung $\Delta W = 0$ gemacht:

$$N \cdot w_n = (B_{1,n} \cdot \sinh vx + B_{2,n} \cdot vx \cdot \cosh vx + B_{3,n} \cdot vx \cdot e^{-vx}) \cdot \cos vy,$$

$$N \cdot \frac{\partial w_n}{\partial x} = v \cdot [B_{1,n} \cdot \cosh vx + B_{2,n} \cdot (\cosh vx + vx \cdot \sinh vx) + B_{3,n} \cdot e^{-vx} (1 - vx)] \cdot \cos vy,$$

$$M_{x,n} = -N \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = -v^2 \cdot [B_{1,n} \cdot \sinh vx + B_{2,n} \cdot (2 \sinh vx + vx \cosh vx) + B_{3,n} \cdot e^{-vx} (-2 + vx)] \cdot \cos vy,$$

$$\bar{Q}_{x,n} = Q_x + \frac{\partial M_{xy}}{\partial y} = -N \cdot \left(\frac{\partial^3 w}{\partial x^3} + 2 \cdot \frac{\partial^3 w}{\partial y^2 \partial x} \right) = -v^3 [-B_{1,n} \cdot \cosh vx + B_{2,n} \cdot (\cosh vx - vx \cdot \sinh vx) + B_{3,n} \cdot e^{-vx} \cdot (1 + vx)] \cos vy,$$

$$\text{mit } v = \frac{n\pi}{L}; \quad N = \frac{E \cdot d^3}{12} \text{ (Plattensteifigkeit bei } m = \infty);$$
$$n = 1, 2, \dots$$

Mit Hilfe der Konstanten B_n müssen die Randbedingungen erfüllt werden (Abb. 4):

$$\text{bei } x = 0: w = 0; \quad M_x = 1 \cdot \cos n\pi y/L,$$
$$x = l_x,$$

freier Rand (a):

$$M_{xa} = 0, \quad Q_{xa} = 0;$$

frei drehbarer Rand (b):

$$w_b = 0, \quad M_{xb} = 0;$$

eingespannter Rand (c):

$$w_c = 0, \quad \frac{\partial w}{\partial x} = 0.$$

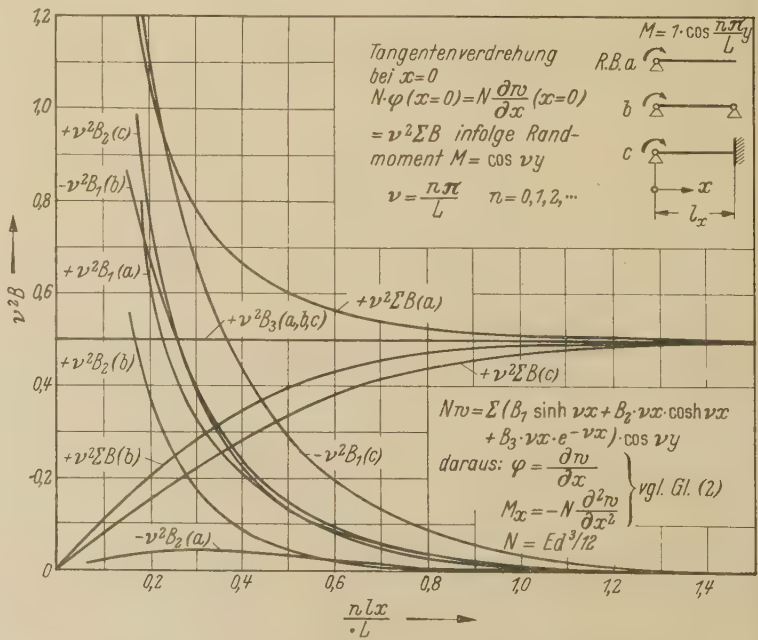


Abb. 5. Koeffizienten B_1, B_2, B_3 und ΣB in Abhängigkeit vom Seitenverhältnis $\frac{n l_x}{L}$ und den Randbedingungen a, b, c.

Die etwas zeitraubende Konstantenbestimmung läßt sich umgehen durch Abgreifen der gewünschten Werte in einer Tafel (Abb. 5). Die Genauigkeit der graphischen Bestimmung ist ausreichend. Mit den Konstanten B_n sind

auch die Tangentenneigungen $\varphi_n = \frac{\partial w_n}{\partial x}$, die Verteilungszahlen α_n , die Momente M_n und damit auch das gesuchte M_{xm} bekannt (s. Beispiel).

$$\text{Kragplatte (a)} \quad M_{xa} = M_{xE} - \sum_0^n \alpha_{a,n} \cdot M_{xa,n},$$

angrenzender frei aufliegender Plattenstreifen (b)

$$M_{xb} = \sum_0^n \alpha_{b,n} \cdot M_{xb,n}, \quad n = 0, 1, 2 \dots$$

4. Berechnungsbeispiel

Zur Erläuterung des Rechnungsganges sei ein Beispiel gegeben (Abb. 6). Verhältnis der Steifigkeiten:

$$\frac{N_a}{N_b} = \left(\frac{25}{20} \right)^3 = 1,95, \\ N_b = 1.$$

Zunächst bestimmt man mit Hilfe des Einflußfeldes den in Abb. 1 dargestellten Verlauf von M_{xE} bei voller Einspannung der Linie $x = 0$. Die Eingangswerte betragen mit $l_x = l_a$:

$$x/l_a = 1,20/2,50 = 0,48 \text{ Lastabstand von der Einspannstelle,} \\ y/l_a = 1,50/2,50 = 0,60 \text{ Radabstand nach DIN 1072.}$$

Dafür wird M_{xE} punktweise ermittelt, am bequemsten durch Verschieben eines Transparentpapierstreifens mit dem Lastenzug $3 \times P$ entlang der Linie $x/l_a = 0,48$. Es wurden die Einheitsmomente für $P = 1$ ermittelt.

$$\begin{aligned} M_{xE}(y/l_a = 0) &= -(0,358 + 2 \cdot 0,148) = -0,654, \\ M_{xE}(y/l_a = 0,2) &= -(0,310 + 0,217 + 0,97) = -0,624, \\ M_{xE}(y/l_a = 0,4) &= -(0,217 + 0,310 + 0,068) = -0,595, \\ M_{xE}(y/l_a = 0,6) &= -(0,148 + 0,358 + 0,048) = -0,554 \text{ usw.} \end{aligned}$$

Der Verlauf von M_{xE} wird aufgetragen, die Wellenlänge geschätzt zu $L = 2l_a = 5,00$ m und M_{xE} in eine Fourier-Reihe entwickelt:

$$\left. \begin{aligned} M_{xE} &= A_0 + A_1 \cdot \cos \pi y/L + \dots \\ &\approx -0,339 - 0,310 \cos \pi y/L \end{aligned} \right\} \text{ nach Gl. (1)}$$

Diese Ersatzfunktion hat den Maximalwert bei $y = 0$. $M_{xE} = A_0 + A_1 = 0,339 + 0,310 = 0,649$, gegenüber dem tatsächlichen $M_{xE} = 0,654$ eine Abweichung von 1%. Es hat also keinen Zweck, höhere Glieder der Reihe mitzu-

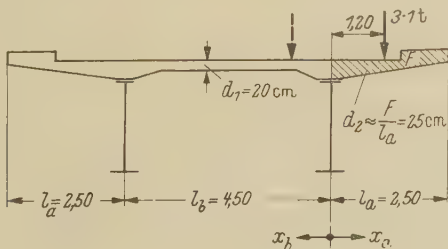


Abb. 6. Beispiel.

schleppen, denn selbst 3% Differenz wären ohne weiteres noch zu vertreten. Bei größeren Abweichungen wäre die 3. Harmonische hinzuzurechnen und in der gleichen Weise zu behandeln wie die erste. Durch Auftragung der Ersatzfunktion überzeugt man sich ferner, daß außer dem Extremum auch ihr Verlauf gut mit der wirklichen Funktion M_{xE} übereinstimmt (Abb. 1).

Der nächste Schritt wäre die Ermittlung der Verteilungszahlen. Unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Plattenstärken und Randbedingungen ergibt sich für:

$$n = 0: \quad \frac{n \cdot l_a}{L} = 0; \quad \frac{n \cdot l_b}{L} = 0;$$

$$\varphi_{a,0} = \frac{\nu^2}{N_a} \cdot \sum B_{(a)} = \infty;$$

$$\varphi_{b,0} = \frac{\nu^2}{N_b} \cdot \sum B_{(b)} = 0,$$

damit nach Gl. (2) $\alpha_{b,0} = 1,00$; $\alpha_{a,0} = 0$,

$$n = 1: \quad \frac{n \cdot l_a}{L} = \frac{2,5}{5,0} = 0,50; \quad \frac{n \cdot l_b}{L} = \frac{4,5}{5,0} = 0,90,$$

$$\varphi_{a,1} = \frac{\nu^2}{N_a} \cdot \sum B_{(a)} = \frac{0,605}{1,95} = 0,310,$$

$$\varphi_{b,1} = \frac{\nu^2}{N_b} \cdot \sum B_{(b)} = \frac{0,484}{1,0} = 0,484,$$

somit $\alpha_{a,1} = 0,61$; $\alpha_{b,1} = 0,39$.

Zum Anschreiben der Momentengleichung im allein interessierenden Bereich b (zwischen den Trägern) benötigt man die nachfolgenden Koeffizienten (ablesen in Abb. 5):

$$\nu^2 B_{1,1} = -0,022; \quad \nu^2 B_{2,1} = 0,004; \quad \nu^2 B_{3,1} = 1/2;$$

wird $[f_{x,n}]$ als Abkürzung für den Verlauf in X -Richtung eingeführt, so ergibt sich

$$\begin{aligned} M_{xb} &= \sum_0^1 \alpha_{b,n} \cdot M_{xb,n} = \\ &= \alpha_{b,0} \cdot A_0 [f_{x,0}] + \alpha_{b,1} \cdot A_1 [f_{x,1}] = \\ &= -1,0 \cdot 0,339 \cdot \left[\frac{l_b - x_b}{l_b} \right] + 0,39 \cdot 0,310 \cdot [0,022 \cdot \sinh \pi x/L - \\ &\quad - 0,004 (2 \cdot \sinh \pi x/L + \pi x/L \cdot \cosh \pi x/L) + \\ &\quad + 1/2 \cdot e^{-\pi x/L} \cdot (2 - \pi x/L)] . \end{aligned}$$

Für den Maximalwert von M_{xa} (Kragplatte) und M_{xb} (Mittelstreifen) ergibt sich

$$\begin{aligned} \max M_{xa} &= M_{xE} - \alpha_{a,1} M_{xa,1} && \text{gemäß Gl. (3)} \\ &= 0,654 - 0,61 \cdot 0,310 = 0,465 \\ \max M_{xb} &= 0,339 + 0,39 \cdot 0,10 = 0,460 \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} \max M_{xa} \\ \max M_{xb} \end{aligned}} \right\} \text{ Probe: } \sim \text{gleich groß.}$$

Damit ist der Momentenverlauf M_{xb} im mittleren Plattenstreifen infolge Kragarmbelastung bekannt.

5. Eingrenzung des Geltungsbereichs der Näherungslösung

Es wurde bei vorstehenden Verfahren vorausgesetzt, daß die Untersuchung für den einseitig auskragenden Plattenstreifen mit einem vertretbar kleinen Fehler auch für den betrachteten beiderseits auskragenden Plattenstreifen gültig ist. Die nachfolgenden Ausführungen sollen das Vorhandensein dieser Voraussetzung für das gerechnete Beispiel bestätigen und eine Beziehung für die Prüfung der Genauigkeit sowie die Festlegung eines Geltungsbereiches angeben.

Die bereits ermittelten Randverdrehungen unter einer periodischen Randmomentenbelastung für die in Abb. 4 bezeichneten Fälle a , b und c geben uns die Möglichkeit, die Verteilung des oben ermittelten Festhaltungsmoments auch für den beiderseits auskragenden Plattenstreifen anzugeben. In Abb. 7 sind noch einmal die Randverdrehungswinkel unter Einwirkung des periodischen Randmoments $M_{x,n} = 1 \cos \pi y/L$ für die Fälle b und c angegeben. Beim Fall c ist das an der eingespannten Seite des Plattenstreifens auftretende Einspannmoment mit M'_c bezeichnet.

Es gelten nun die Gleichungen (Index n weggelassen):

$$\begin{aligned} 1. \quad & M'_c \cdot \varphi_b = \varphi'_b \quad \text{und} \\ 2. \quad & M'_c = \frac{\varphi_b - \varphi_c}{\varphi_b}. \end{aligned} \quad (4a)$$

Daraus ergibt sich

$$M'_c = \sqrt{\frac{\varphi_b - \varphi_c}{\varphi_b}} \quad (4b)$$

und durch Einsetzen von Gl. (4b) in Gl. (4a)

$$\varphi'_b = \sqrt{\varphi_b \cdot (\varphi_b - \varphi_c)}. \quad (6)$$

Nachdem so φ'_b bekannt ist, kann wiederum analog der Entwicklung auf S. 54 geschrieben werden

$$\bar{a}_a = \frac{\bar{\varphi}_b}{\varphi_a + \bar{\varphi}_b},$$

$$\bar{a}_b = \frac{\varphi_a}{\varphi_a + \bar{\varphi}_b},$$

worin der Randverdrehungswinkel $\bar{\varphi}_b$, wie in Abb. 8 gezeigt, am einseitig auskragenden Plattenstreifen gilt.

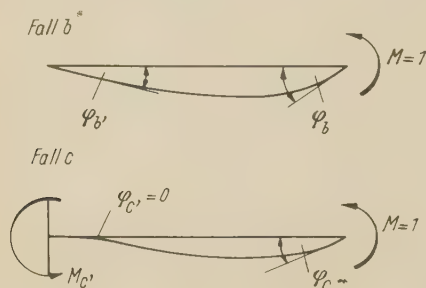


Abb. 7. Randverdrehungen Fall b und c.

Mit Hilfe der bereits bekannten Verteilung eines Festhaltungsmoments auf Kragplatte und beiderseits gelagerten Plattenstreifen ergibt sich dann

$$\begin{aligned} \bar{\varphi}_b &= \varphi_c + \alpha_b \cdot M'_c \cdot \varphi'_b \\ &= \varphi_c + \alpha_b \cdot \sqrt{\frac{\varphi_b - \varphi_c}{\varphi_b}} \cdot \sqrt{\varphi_b \cdot (\varphi_b - \varphi_c)}; \\ \bar{\varphi}_b &= \varphi_c + \alpha_b (\varphi_b - \varphi_c). \end{aligned} \quad (8)$$

Bei dem im Abschnitt 4 berechneten Beispiel war

$$\varphi_a = 0,310, \quad \varphi_b = 0,484.$$

Aus Abb. 7 ergibt sich $\varphi_c = 0,457$. Außerdem war $\alpha_b = 0,39$; damit ergibt sich

$$\bar{\varphi}_b = \varphi_c + \alpha_b \cdot (\varphi_b - \varphi_c) = 0,457 + 0,39 \cdot (0,484 - 0,457) = 0,468,$$

$$\begin{aligned} \text{somit} \quad \bar{a}_b &= \frac{\varphi_a}{\varphi_a + \bar{\varphi}_b} = \frac{0,310}{0,310 + 0,468} = 0,399; \\ \frac{\alpha_b}{\bar{a}_b} &= \frac{0,39}{0,399} = 0,977. \end{aligned}$$

Der Fehler beträgt demnach nur etwa $-2,3\%$.

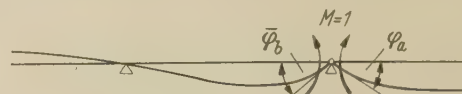


Abb. 8. Randverdrehung $\bar{\varphi}_b$ am einseitig auskragenden Plattenstreifen.

Begrenzt man den Geltungsbereich nun willkürlich z. B. durch einen zugelassenen Fehler ε , so kann man die Gültigkeit des vereinfachten Verfahrens schnell an Hand der in Abb. 5 abgreifbaren Werte und der daraus zu ermittelnden Werte φ_a , φ_b und φ_c kontrollieren. Es muß also die Bedingung

$$\frac{\alpha_b}{\bar{a}_b} \geq 1 - \varepsilon \quad (9)$$

bei gewünschter Genauigkeit erfüllt sein.

6. Zusammenfassung

Es wurde ein Näherungsverfahren zur Ermittlung der negativen Feldmomente aus Kragarmbelastung bei einseitig oder beiderseits auskragenden Plattenstreifen angegeben. Die Möglichkeit der Berücksichtigung nur einseitiger Auskragung wurde durch eine Beziehung zwischen den Randverdrehungswinkeln unter periodischer Randmomentenbelastung eingegrenzt.

Zum Schlusse sei noch erwähnt, daß mit den oben ermittelten Werten nicht unbedingt die größten Stützmomente vorliegen, sondern nur die ungünstigsten negativen Feldmomente.

Das maximale Stützenmoment kann u. U. dann auftreten, wenn auch im Bereich zwischen den unterstützten Trägern Radlasten stehen. Diese Laststellung könnte in ähnlicher Weise, allerdings unter Benutzung eines Einflußfeldes für die zweiseitig gelagerte Platte, behandelt werden. Indessen dürften stets, wenn die Anwendung dieses Verfahrens überhaupt in Frage kommt (weite Auskragungen), die etwa gleich großen positiven und negativen Feldmomente und nicht die Stützmomente für die Bemessung maßgebend sein. Letztere kann man deshalb ruhig unter der Annahme starrer Einspannung, also etwas zu ungünstig berechnen. Bei vorgespannten Platten wird die erforderliche Menge Stahl über der Stütze ohnehin vorhanden sein, wenn die Verankerungen wie üblich an den äußeren Rändern liegen oder eine Voute vorgesehen ist.

Kurze Technische Berichte

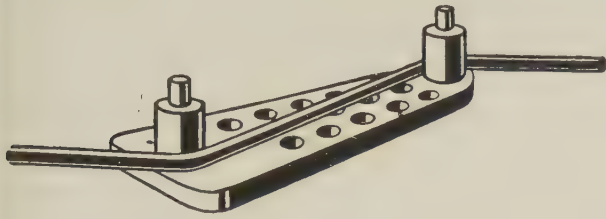
DK 624.3.002.72 : 621.873.7

Krane ersetzen Derricks bei Brückenmontagen

Beim Bau der Lanierbrücke über den Chattahoochee River in den USA benutzte die Stahlbauanstalt für die Montage der Brücke 2 Krane mit langen Auslegern und erzielte damit eine besonders kurze Bauzeit. Sie erzielte auch große Ersparnisse gegenüber dem herkömmlichen Freivorbau mit Derricks. Die Krane gestatteten eine rasche Zusammensetzung der Brücke und machten Gerüste und Winden überflüssig.

Die Brücke besteht hauptsächlich aus einem durchlaufenden Träger mit 4 Öffnungen. Die beiden Mittelloffnungen sind 78 m, die Endöffnungen 60 m lang. An ein Ende des Durchlaufträgers schließt eine einfache Deckbrücke von 41 m Länge an, und an das andere Ende folgen 3 Fachwerkbalken. Der Obergurt liegt in der Mitte der Brücke 40 m über der Talsohle. Die Baustelle befindet sich etwas stromaufwärts des vor kurzem errichteten

Buford Staudammes, der das Tal bald in einen gewaltigen See verwandelt haben wird. Der Bau begann kurz bevor der Fluß angestaut wurde. Alle Trägerabschnitte wurden auf der Talsohle unmittelbar unter ihrem späteren Platz in der Brücke zusammengesetzt (Abb. 1). Mindestens ein Drittel der Baustellenniete konnte bereits unten geschlagen werden. Die Aufstellung spielte sich dann wie folgt ab: Vierfeldrige Hauptträgerabschnitte von 25,2 m Länge und 8,2 m Höhe wurden hochgezogen und auf den Köpfen der Mittelpfeiler aufgestellt. Sie wurden durch Verspannungen mit den Riegeln der Pfeiler gegen Kippen nach der Quer- und Längsrichtung gesichert (Abb. 2). In der Längsrichtung war die Sicherung regulierbar, so daß die Hauptträger Teile leicht gedreht werden konnten, wenn anschließende Teile errichtet wurden. Sobald die Pfeilerabschnitte aufgestellt worden waren, wurden die Zwischenabschnitte der Hauptträger durch 2 Krane hochgezogen und eingebaut (Abb. 3). Winden brauchten dabei nicht eingesetzt



„FUTURA“ BETONSTAHL- Schneide- u. Biegemaschinen

zum Verarbeiten von Stählen
bis zu 70mm Durchmesser. Sämt-
liche Zusatzgeräte, wie Spalt-
messer, Spiralbiege-, Scher-
bügel- und Streckvorrichtung,
können ohne Änderung ange-
baut werden.

DOLBERG-GLASER & PFLAUM GMBH ESSEN

BERLIN • BREMEN • DORTMUND • FRANKFURT • HAMBURG
HILDESHEIM • KÖLN • MANNHEIM • MÜNCHEN • STUTTGART

5603



MASCHINEN UND GERÄTE FÜR DIE BAUINDUSTRIE

TORKRET - Betonspritzmaschinen
TORKRET - Betonpumpen
TORKRET - Beton- und Zement-Injektoren
TORKRET - Druckluft-Betonförderer
TORKRET - Betonpumpenrohre und Zubehör
In- und Auslandspatente

ESSEN, Zweigertstraße 36-38, Industrie-Haus, Ruf 790909
Drahtwort: TORKRETBAU • FS: 0857 700 bamag essen
(bitte zusetzen: für TORKRET)

Jahrzehntelange Erfahrungen in der Ausführung von TORKRET-Spezialbauarbeiten

Technische Büros für Spezial-TORKRET-Arbeiten
sowie Maschinenvertrieb und Kundendienst

ESSEN • Zweigertstraße 36-38
Ruf: 79 09 09

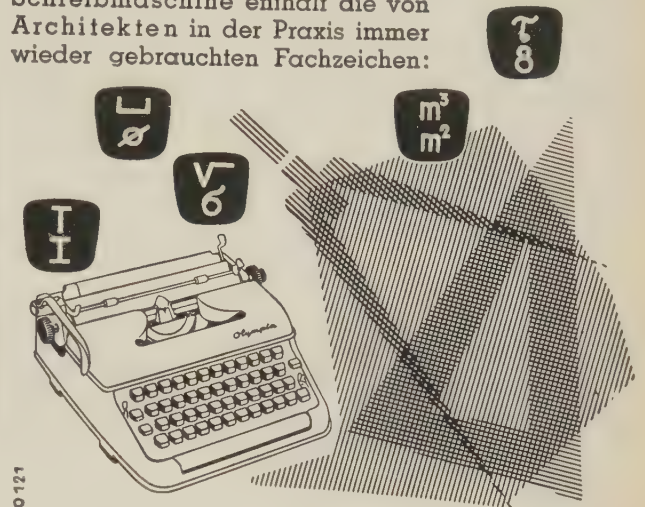
BERLIN-CHARLOTTENBURG 2
Kantstraße 162, Ruf: 91 16 25

MÜNCHEN 22
Thierschstraße 34 I, Ruf: 29 57 30

STUTTGART 13
Albuchweg 4, Ruf: 4 49 25

Olympia vorteilhaft mit der Spezialtastatur für Architekten

Die Spezialtastatur der OLYMPIA-
Schreibmaschine enthält die von
Architekten in der Praxis immer
wieder gebrauchten Fachzeichen:



0 121

Handschriftliche Eintragungen und viele Anschläge
werden durch die Spezialtastatur eingespart.

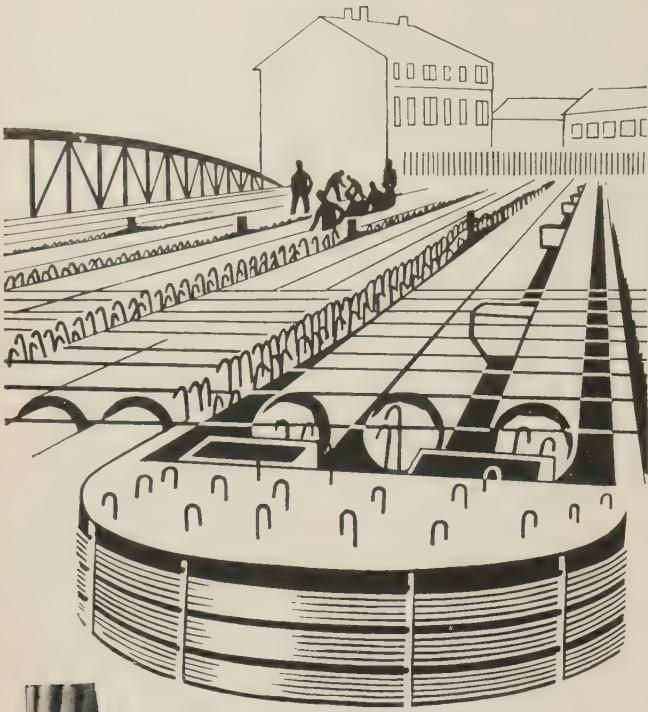
Ausführliche Druckschriften sendet Ihnen

OLYMPIA WERKE AG.
WILHELMSHAVEN

Es geht RAPID
mit dem Tuschefüller
RAPIDOGRAPH

In den Strichstärken Nr. 0 ca. 0,20mm
Nr. 1 ca. 0,30mm
Nr. 2 ca. 0,45mm
Nr. 3 ca. 0,80mm

BITTE, FRAGEN SIE IHREN FACHHÄNDLER



Brückenbau

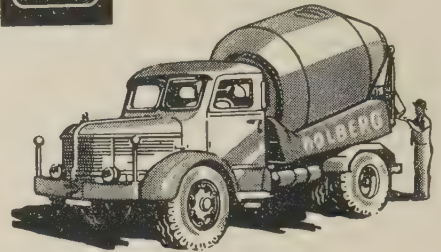
im Spannbetonverfahren bedeutet in vielen Fällen Zeit-, Gewichts- und Materialersparnis. Dieses Ziel zuverlässig zu erreichen helfen **WDI-Spannbeton-Stahlilitzen** Marke „ZEUS“. Besonders bewährt hat sich dabei die Konstruktion: Litzen $7 \times 3,0 \text{ mm } \phi$, Mindestfestigkeit 180 kg/mm^2 , Gesamtbruchlast ca. 8900 kg .

WDI

Fordern Sie ausführlichen Prospekt

**WESTFÄLISCHE DRAHTINDUSTRIE
HAMM (WESTF.)**

Transportbeton- Mischer

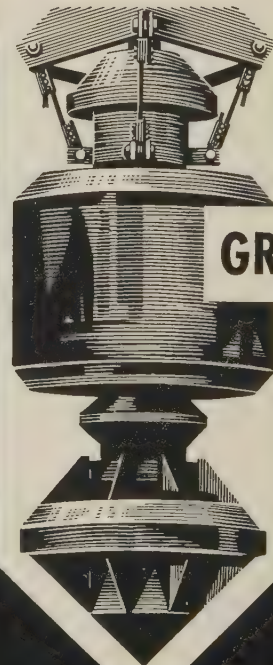


Füllvolumen der Mischtrommel 2,0 und 4,0 cbm
Hydraulikantrieb
Kipprahmen mit eingebautem Wasserbehälter
auf Zweiachs-LKW-Fahrgestell

57 01

**DOLBERG-GLASER & PFLAUM GMBH
ESSEN**

BERLIN BREMEN DORTMUND FRANKFURT HAMBURG
HANNOVER KÖLN MANNHEIM MÜNCHEN STUTTGART



GRÜNDUNGEN



JOHANN KELLER
G.M.B.H.
FRANKFURT AM MAIN

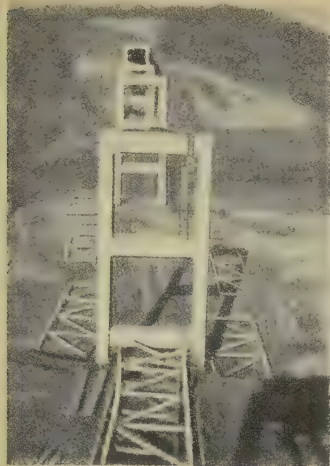


Abb. 1. Große Hauptträgerteile werden auf der Talsohle zusammengesetzt.



Abb. 2. Die Abschnitte über den Pfeilern werden als erste hochgezogen. Sie werden durch Verspannungen gegen Kippen gesichert.



Abb. 3. Ein Zwischenabschnitt der Hauptträger wird durch 2 Krane mit langen Auslegern hochgehoben und eingebaut. Das Stück ist 48 m lang und wiegt 29 t.



Abb. 4. Zwei fertig aufgestellte Hauptträger einer Öffnung werden durch die Querverbände miteinander verbunden.

zu werden. Die zu hebenden Trägereile schwankten zwischen 24 und 48 m Länge und wogen bis zu 29 t. Abb. 4 zeigt den Einbau der Querverbände zwischen den fertig aufgestellten Hauptträgern einer Öffnung. [Nach Construction Methods and Equipment 38 (1956) Nr. 6, S. 145.] E. Weiß, Berlin.

DK 621.643.006.8 (24 : 73)

Rohrleitungen

Der Bau von Rohrleitungen zur Beförderung von Gasen und von Flüssigkeiten aller Art nimmt immer größeren Umfang an. Man kann mit Bestimmtheit sagen, daß die Rohrleitungen den Lebensstand der Verbraucher erhöht haben. Noch nie sind sie ein so nützlicher und großer Teil des Wirtschaftslebens eines Volkes gewesen wie heute in den USA. Im Jahre 1955 hat die Öl- und Gasindustrie der USA allein 24 000 km neue Rohrleitungen gebaut und 1956 sollen weitere

27 000 km folgen (Abb. 1). Der Bau dieser Leitungen erfordert jährlich eine Milliarde Dollar. In diesen Zahlen sind weder kanadische noch ausländische Bauvorhaben, zu deren Ausführung weitgehend amerikanische Ingenieure und Unternehmer herangezogen werden, noch Wasser- oder Abwasserleitungen inbegriffen.

Maßgebend für die rasche Ausweitung des Rohrleitungsnetzes ist vorwiegend das Verlangen nach einer besseren, bequemeren und billigeren Versorgung. Es kommt hinzu, daß die Fabriken stärkere und gleichförmigere Rohre herstellen, und daß die Bauunternehmer bessere und schnellere Herstellungsmethoden entwickelt haben.

Über Überlandleitungen aus geschweißten Stahlrohren zum Transport von Naturgas, Rohöl oder Petroleumerzeugnissen soll hier berichtet werden.

Ein Merkmal, das die meisten hierher gehörigen Bauingenieurarbeiten von anderen Ingenieurleistungen unterscheidet, ist der überwiegende Einfluß der Geländeverhältnisse auf die Planung und die Ausführung. Dieses Kennzeichen reiht Rohrleitungsbauten ohne Frage in das Arbeitsgebiet des Bauingenieurs ein. Das ersieht man auch aus der Reihenfolge der Tätigkeiten von der Entwurfsaufstellung bis zur Fertigstellung der Leitung. Man kann sie in 2 Phasen einteilen: 1. Aufgaben der Bauleitung, bestehend aus umfassenden wirtschaftlichen Untersuchungen, Geländeaufnahme und Trassierung, Grunderwerb, Aufstellung der Einzelpläne, Beschaffung der Baustoffe und Bauüberwachung. 2. Die praktische Ausführung der Rohrleitung.

Das wirtschaftliche und technische Trassieren lehnt sich eng an das beim Eisenbahn- und Straßenbau übliche Verfahren an. Da dies als bekannt vorausgesetzt werden darf, kann hier auf eine Wiedergabe verzichtet werden. Sie werden im Originalbericht ausführlich behandelt.

Die Materialbeschaffung und Materialanfuhr gehören auf einer langen Überlandlinie zu den Hauptproblemen. Für eine 1600 km (1000 Meilen) lange normale Leitung von 75 cm ϕ werden z. B. 320 000 t Rohre, 34 000 t Isolierstoffe, 300 t Schutzrohre und 300 t Ventile und Zubehör gebraucht. Alles ist nach 8 bis 10 Baulosen zu transportieren, von denen jedes 1,6 km im Tag vorrückt. Außerdem müssen etwa 8000 t Maschinenteile, Rohre Kabel, Ziegel und verschiedene weitere Baustoffe

nach jeder der 8 bis 10 Stationen befördert werden, die verstreut an der 1600 km langen Strecke errichtet werden sollen. Diese rd. 400 000 t Baustoffe zu beschaffen und in den erforderlichen Mengen an die richtigen Stellen zu befördern, und zwar so, daß sich ein Bauprogramm von 6 bis 8 Monaten durchführen läßt, ist ein Problem, das nur selten einem Ingenieur gestellt wird.

Die vollständigen Kosten für den Bau der Rohrleitung und der Stationen müssen ermittelt und Angebote müssen eingeholt werden. Oft werden bei langen Rohrleitungen die Arbeiten in einzelnen Losen an verschiedene Unternehmer vergeben, um den Bau in einer einzigen Bauperiode fertigstellen zu können. Hierbei sind die Lose in schwierigem Gelände kürzer bemessen als in weniger schwierigem Gelände, damit sie alle gleichzeitig fertig werden. Besondere Bauverträge werden in der Regel für die Stationen und für größere Flußkreuzungen abgeschlossen.

Eine der wichtigsten Aufgaben der Bauleitung ist die Bauüberwachung im Felde. Die größte Aufmerksamkeit ist hierbei dem Schweißen und den Isolierarbeiten zu widmen.

Es sollen nun die verschiedenen Abschnitte, wie sie bei der Ausführung einer geschweißten Rohrleitung aufeinander folgen, näher beschrieben werden.

Zunächst kommt das Freischlagen und Planieren der Strecke, damit die Baustoffe transportiert werden können. Das geschlagene Holz muß beseitigt und verbrannt oder abtransportiert werden. Sumpfiger Boden ist mit einem Knüppeldamm zu versehen. Zwischenzeitliche Zäune und Tore sollen das Entweichen des Viehs verhindern. Nach dem Planieren der Trasse müssen die Rohre und die übrigen Baustoffe auf Zweigleisen ausgeladen und entlang der Trasse gelagert werden. Die Rohre mit verschiedenen Durchmessern und Wandstärken müssen dort abgelagert werden, wo sie gebraucht werden. Während oder

nach der Verteilung der Baustoffe, je nach den Umständen, muß der Graben für die Aufnahme der Rohrleitung ausgeschachtet werden. Wo es nur immer möglich ist, werden hierzu Maschinen verwendet. Der moderne, auf Rädern laufende Grabenausheber

fährt. Die Maschine hat einen eigenen Motor, der kleine Laufäder antreibt. Mit rotierenden Messern und Bürsten werden der anhaftende Schmutz, Abschieferungen und angesamelter Rost entfernt. Es folgt die Isoliermaschine, die der Reinigungsmaschine in der Konstruktion sehr ähnlich ist. Von ihr aus wird die Leitung geteert und mit Dichtungsbahnen aus Glaswolle, Filz oder Pappe spiralförmig umwickelt (Abb. 2 rechts). Die Isoliermasse in der richtigen Temperatur liefert ein geheizter Kessel, der neben der Isoliermaschine entlanggezogen wird und mit ihr durch einen biegsamen Schlauch verbunden ist.

Die fertig isolierte Leitung wird dann durch fahrbare Ausleger in den Graben abgesenkt (Abb. 3), wobei sorgfältig darauf zu achten ist, die Isolierung nicht zu beschädigen. Alle Erdklumpen, Steine oder sonstigen Stoffe, die die Isolierung durchstoßen könnten, sind vorher entfernt worden. In felsigem Gelände wird eine 10 bis 15 cm starke Sand- oder Erdschicht zum Schutze der Isolierung eingebracht.

An besonders empfindlichen Stellen verlegt eine kleine Kolonne Schutzrohre, und zwar vor allem unter Eisenbahnen und Landstraßen. Das Schutzrohr ist ein Rohr mit größerem Durchmesser, das durch Bohren oder im Tunnelverfahren eingebaut wird und durch das die Hauptleitung durchgeführt wird. So bleibt der Verkehr auf den zu kreuzen-

den Eisenbahnen und Landstraßen unbehelligt. Die Schutzrohre gestatten auch die Beseitigung des durch sie führenden Leitungsteiles für Reparaturzwecke. Im Falle von Undichtigkeit in diesem Teil der Leitung wird das Gas oder die Flüssigkeit durch das Schutzrohr von der Kreuzungsstelle ferngehalten, so daß diese nicht gefährdet wird.

Obleich bei der Ausführung mit größter Sorgfalt darauf geachtet wird, die Rohre innen nicht zu verschmutzen, ist es allgemein üblich, eine Reinigungsmaschine durch die Leitung

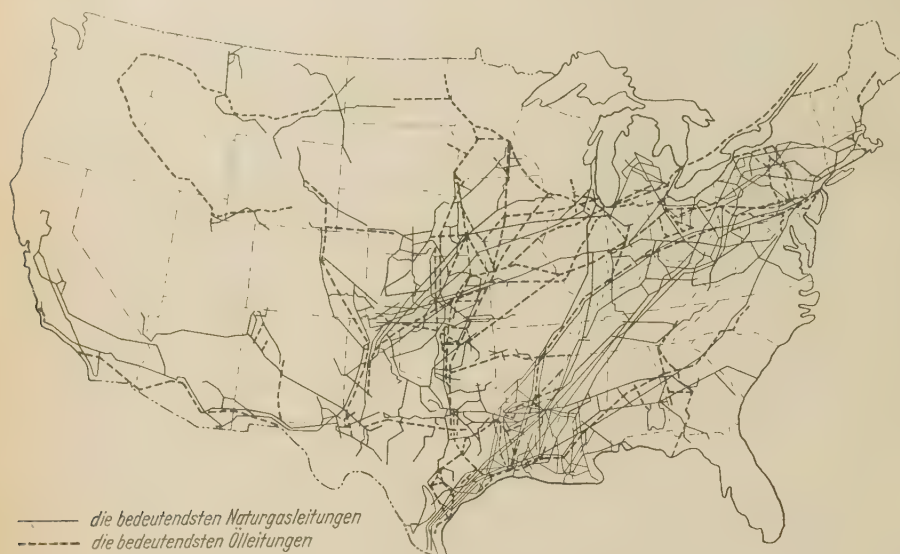


Abb. 1. Die bedeutendsten Rohrleitungen für Naturgas und Öl-erzeugnisse bilden ein gewaltiges Netz, das von den Gas- und Ölfeldern nach den Stadtgebieten ausstrahlt.

ist sehr leistungsfähig. Ein normaler Graben für ein 75-cm-Rohr erfordert eine Ausschachtung von 1,88 m³ je lfd. m. Ein einfacher Grabenausheber kann 2,4 km Graben, das sind 4200 m³, in einer 10-Stunden-Schicht ausschachten. Bei felsigem Boden muß natürlich gebohrt und gesprengt werden. Ausschachtet wird mit der Spitzhacke. Feuchter und sumpfiger Boden wird gewöhnlich mit Kübelbaggern gewonnen.

Vor dem Schweißen der Leitung mißt der Biegeingenieur mit aller Sorgfalt die Biegungen des Grabens, und zwar sowohl



Abb. 2. Beide Leitungen werden durch Biegen dem Geländeverlauf genau angepaßt. Auf dem linken Bilde bewegt sich in der Mitte neben dem fahrbaren Ausleger die Reinigungsmaschine auf der Leitung. Auf dem rechten Bilde umwickelt die Isoliermaschine die Leitung mit Dichtungsbahnen.

in waagrechter als auch in lotrechter Richtung. Er überwacht das Biegen der Rohre, damit sich die Leitung überall einwandfrei dem Verlauf der Grabensohle anschmiegt (Abb. 2). Für das Biegen werden kräftige Biegemaschinen benutzt.

Auf die Biegekolonne folgt die Ausrichtekolonne und dieser folgen dann die Schweißerkolonnen. Ein fahrbarer Ausleger nimmt eine Rohrlänge auf und führt sie plangemäß nach Höhe und Lage an das Ende des bis dahin geschweißten Rohrstranges heran. Durch eine Richtklemme wird der richtige Zwischenraum zwischen den Rohrenden gesichert, und ein oder zwei Schweißer bringen eine Heftnaht an. Dann wird die Klemme wieder beseitigt und andere Schweißer vollenden die Nähte, indem sie so viele Lagen aufbringen, als durch die Wandstärken erforderlich sind. Während des Ausrichtens und Schweißens ruht die Leitung auf Kufen oder Schwellenstapeln entweder über oder neben dem Graben, und zwar in einer Höhe, die ein sauberes Schweißen gestattet.

Es folgt die Isolierung der Leitung. Die erste dabei zu bewältigende Arbeit wird von der Reinigungsmaschine geleistet (Abb. 2 links), die auf der aufgehängten Rohrleitung entlang-



laufen zu lassen, um alle Fremdkörper zu beseitigen. Für den Ein- und Austritt dieser Maschinen bleiben zunächst einige Lücken in der Leitung bestehen. Auch andere Stellen, die eine besondere Behandlung erfordern, müssen zunächst offen bleiben, da sich die Haupt-Rohrlegerkolonne durch sie nicht aufhalten lassen darf. Dazu gehören auch die vorerwähnten Abschnitte in Schutzrohren, Stellen mit Ventilen oder Meßapparaten und ähnliches. Nachdem die Linie im großen und ganzen fertiggestellt worden ist, werden diese Stellen durch eine kleine Kolonne geschlossen.

Nach der Wiedereinfüllung der Massen und der Aufräumung der Baustelle pflegen die Entwurfsbearbeiter und die Bauleiter bei der Inbetriebnahme der Leitung behilflich zu sein, indem sie die Betriebsingenieure mit der Anlage und ihren Einrichtungen vertraut machen.

Unsere angenommene 75-cm-Rohrleitung sei in einem Tempo von 1,6 km im Tag mit einem Kostenaufwand von 63 000 \$ bis 94 000 \$ je km oder 100 000 bis 150 000 \$ je Tag gebaut worden. Ein Vergleich dieser Bauleistung mit einem Hochbau

würde bedeuten, daß ein Bürogebäude im Werte von 1 Mio. \$ in 7 bis 10 Tagen gebaut werden müßte. Der Rohrleitungsbau ist also zweifellos ein Arbeitsgebiet, das es mit jedem anderen aufnimmt, und bei dem die Entwurfsaufstellung und die Aus-



Abb. 3. Die fertig isolierte Rohrleitung wird in den Graben abgesenkt.

führung die größte Anstrengung, Geschicklichkeit und Erfindungsgabe des Bauingenieurs erfordern.

Nach Fertigstellung der Leitung beginnen der Betrieb und die Unterhaltung. Das zu befördernde Gut muß von verschiedenen Stellen gesammelt und nach dem Transport wieder an die Verbraucher verteilt werden. Oft müssen Vorräte angesammelt werden. Ständige Wachsamkeit ist erforderlich, um Korrosion oder andere Schäden an der Leitung und ein Versagen der Pumpen zu verhindern. Der Mann, der am besten dazu qualifiziert sein sollte, ein derartiges Werk zu überwachen, ist der Ingenieur, der es entworfen oder gebaut hat. Deshalb bietet man dem Rohrleitungingenieur, der des ständigen Wechsels, den neue Bauvorhaben unweigerlich mit sich bringen, müde ist, oft die geistesverwandte, ruhigere Beschäftigung im Betriebe an. [Nach St. D. Bechtel: Civil Engineering 26 (1956) Nr. 6, S. 61.] E. Weiß, Berlin.

DK 621.386.8 : 621.384.2 : 621.311.25

Optimale Bemessung von Strahlungsschutzanlagen für Kernreaktoren

Die Dicke der thermischen und der biologischen Schutzanlage hat einen wesentlichen Einfluß auf die Reaktor-Baukosten und damit auf die Stromerzeugungskosten von Kernkraftwerken.

Es wird ein Verfahren zur Ermittlung der optimalen Bemessung von Strahlungsschutzanlagen angegeben, unter der Annahme, daß der Neutronen- und γ -Strahlenfluß an der Grenze zwischen thermischer und biologischer Schutzanlage festgelegt wird, woraus die erforderliche Abschwächung für beide Teile bestimmt werden kann. Damit kann für die Ermittlung der optimalen Bemessung der gesamten Strahlungsschutzanlage das Optimum für beide Teile getrennt ermittelt werden.

Bemessung der biologischen Schutzwand

Wasser, Eisen und Beton sind die geeignetsten Baustoffe für die Errichtung biologischer Schutzanlagen für Kernreaktoren. Bei Verwendung sicherer Werte für die Wärmeleitfähigkeit und Temperaturspannungsbegrenzung für Betonschutzwände ist der maximal zulässige Wärmefluß auf der Innenseite der Schutzwand etwa $0,32 \text{ kW/m}^2$, was ein Temperaturgefälle von etwa 30°C in der Schutzwand ergibt.

Die diesem Wärmefluß entsprechende Strahlungsintensität ist etwa $2 \cdot 10^{11} \text{ MeV/cm}^2\text{s}$. Bei Zugrundelegung von $2 \text{ MeV}/\gamma$ -Quant, der mittleren von einem typischen Reaktorkern emittierten γ -Energie, beträgt der γ -Strahlenfluß $10^{11} \gamma/\text{cm}^2\text{s}$. Die Reduktion dieses Flusses auf einen Grenzdosiswert von $2000 \text{ MeV/cm}^2\text{s}$ (äquivalent etwa 4 mr/h) erfordert einen Abschwächungsfaktor von 10^8 . Bei diesen Berechnungen wurde der die Schutzwand treffende Neutronenfluß als gering genug angesehen ($10^{10} \text{ n/cm}^2\text{s}$), daß der Anteil der γ -Strahlen infolge Neutroneneinfang vernachlässigt werden kann.

Die Abschwächung der Strahlung von verteilten Strahlungsquellen ist abhängig von der Geometrie der Strahlungsquelle und dem Schutzmaterial. Formeln für die Berechnung der Schutzwanddicke für Strahlungsquellen verschiedener Geometrie stehen in der einschlägigen Literatur zur Verfügung. Für eine

allgemeine Ermittlung wird die Abschwächung durch $r_2 - r_1 \text{ cm}$ angesetzt mit

$$\frac{I}{I_0} = B (r_1/r_2)^2 e^{-\mu (r_2 - r_1)},$$

wobei I_0 = einfallende Strahlung in $[\text{mr/h}]$ oder $[\gamma/\text{cm}^2\text{s}]$
 I = durchgehende Strahlung $[\text{mr/h}]$ oder $[\gamma/\text{cm}^2\text{s}]$
 r_1 = Innenradius der Schutzwand
 r_2 = Außenradius der Schutzwand
 B = Faktor für breites Strahlenbündel
 μ = γ -Strahlen-Absorptionskoeffizient $[\text{cm}^{-1}]$

Für eine erste Näherung kann $B(r_1/r_2)^2 = 1$ angenommen werden.

Betonschutzwände

Die Dichten, γ -Strahlen-Absorptionskoeffizienten und für einen Abschwächungsfaktor von 10^8 erforderlichen Betondicken sind in Tabelle 1 angegeben. Werte für eine Wasserschutzwand sind zum Vergleich angeführt.

Tabelle 1. Schutzwanddicken

Schutzwandmaterial	Dichte t/m^3	Absorption* erforderliche Dicke		
		cm^{-1}	m	Zuschlagstoff t/m^3
Wasser	1,0	0,029	6,40	0,0
Gewöhnlicher Beton	2,3	0,067	2,80	1,95
Baryt-Beton	3,5	0,100	1,80	3,15
Beton mit Eisenzuschlag	5,6	0,162	1,15	5,30

* Diese Absorptionskoeffizienten gelten für γ -Energien von 2 bis 3 MeV.

Die Kosten der Strahlungsschutzwand werden aus den Zuschlagstoff-, Zement-, Schalungs-, Bewehrungs- und Arbeitskosten ermittelt (Tabelle 2).

Tabelle 2. Einheitskosten der biologischen Schutzwand

Betonart	Kosten der Zuschlagstoffe \$/t	Kosten für eingebauten Beton \$/m ³
Gewöhnlicher Beton	20	195
Baryt-Beton	40	330
Beton mit Eisenzuschlag ...	140	1050

Diese Kosten schließen $\$7/\text{m}^3$ für Portlandzement und $\$50/\text{m}^3$ für Schalung und Bewehrung ein. Die Kosten für eingebauten Beton gelten für Gebiete mit hohen Löhnen.

Kostenschätzungen für die biologische Schutzanlage für einen zylindrischen Reaktorkern mit dem Durchmesser gleich der Höhe (für Kosten der Schutzanlage optimale Zylinderform) sind in Abb. 1 aufgetragen. Die Berechnungen gründen sich auf eine o. a. Forderungen entsprechende thermische Schutzwand und Schutzwände mit Dicken nach Tabelle 1 zu Einheitskosten nach Tabelle 2.

Für jede Größe des Reaktorkernes gibt es eine optimale Schutzwanddicke. Für Reaktorkerndurchmesser von 3 bis 9 m, wie sie für industrielle Kraftherzeugung von Interesse sind, ist die optimale Dichte in den USA mit Barytzuschlägen zu erreichen.

Bemessung der thermischen Schutzwand

Die Bemessung einer thermischen Schutzwand muß Wärmeabführungs- und Strahlungsschutzforderungen genügen. Da thermische Schutzwände Neutronen und γ -Strahlen abschwächen müssen, bestehen sie gewöhnlich aus abwechselnden Schichten eines schweren Materials wie Eisen und eines leichten Stoffes wie Wasser als Kühlmittel und Neutronenabschwächer. Die

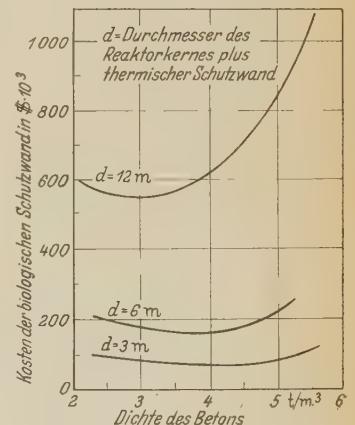


Abb. 1. Die Kosten der biologischen Schutzwand sind als Funktion der Dichte des Betons und der Größe des Reaktorkernes (Zylinder mit Höhe = Durchmesser) plus thermischer Schutzwand aufgetragen. Eine Dichte von $2,3 \text{ t/m}^3$ ergibt sich bei gewöhnlichem Kiesbeton, eine Dichte von $5,6 \text{ t/m}^3$ mit Eisenzuschlägen.

Verwendung anderer stark wasserstoffhaltiger Stoffe wie organische Kühlmittel mit hohem Siedepunkt kann für einige Reaktortypen vorteilhaft sein. In allen Fällen muß das schwere Material und das kühlende und den Neutronenfluß abschwächende Medium so angeordnet sein, daß eine Schutzanlage von geringstmöglichen Kosten entsteht.

Die erforderliche Neutronen- und γ -Strahlenabschwächung der thermischen Schutzanlage ist eine Funktion der Art des Reaktors, der Abmessungen seines Kernes, der spezifischen Leistung und anderer Faktoren. Bei den meisten Reaktoren für industrielle Kraftherzeugung wird angestrebt, den entweichenden Neutronenfluß so gering wie möglich zu halten. Eine Analyse verschiedener Entwürfe zeigt, daß der Neutronenfluß an der Innenseite der thermischen Schutzwand an der Reaktormittellinie ein Maximum von $5 \cdot 10^{13}$ n/cm²s nicht überschreitet und daß der durchschnittliche Neutronenfluß nicht größer als $2 \cdot 10^{13}$ n/cm²s ist. Die entsprechenden γ -Strahlenflüsse sind von der gleichen Größenordnung.

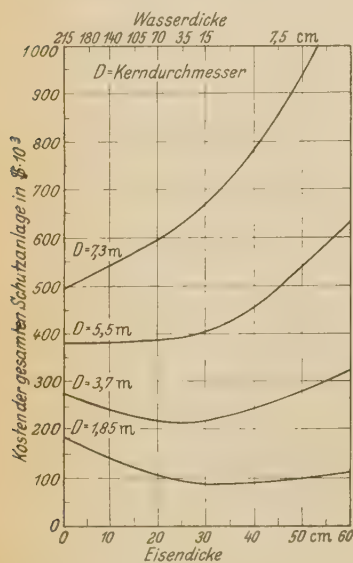


Abb. 2. Die Kosten der gesamten Schutzanlage sind für verschiedene Dicken-Kombinationen von Eisen und Wasser in der thermischen Schutzanlage aufgetragen. Baryt-beton liegt als Baustoff der biologischen Schutzwand zugrunde.

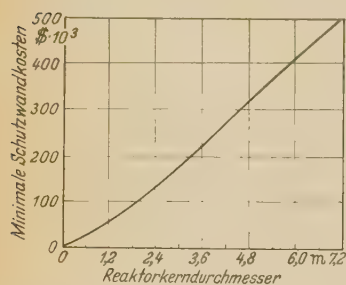


Abb. 3. Die Minimalkosten der Strahlungsschutzanlage zeigen eine fast lineare Abhängigkeit vom Reaktor-Kerndurchmesser. Der Kurve liegt Baryt-beton für die biologische Schutzwand zugrunde und die optimalen Kombinationen von Eisen und Wasser in der thermischen Schutzwand.

für verschiedene Durchmesser von zylindrischen Reaktorkernen mit der Höhe gleich dem Durchmesser aufgetragen. Der Berechnung der Kosten der biologischen Schutzanlage wurde Baryt-beton zugrunde gelegt. Die Kosten für eingebauten Stahl wurden zu 0,65 \$/kg angesetzt. Die Ergebnisse zeigen, daß mit zunehmenden Abmessungen des Reaktorkernes geringere Stahldicken gewählt werden sollten. Die minimalen Gesamtkosten für die thermische und biologische Schutzanlage für Kerngrößen bis 7,2 m Dmr. sind in Abb. 3 angegeben. [Nach: James A. Lane: How to Design Reactor Shields for Lowest Cost, Nucleonics, 13 (1955), No. 6, S. 56—58.]

Thomas Jaeger, Rostock

DK 712.5 : 621.642.31 : 665.45 : 666.97

Anwendung von Asphalt bei Freiland-Großbehältern

Asphalt kann vielseitig als Bodenbelag in Freiland-Wasserbehältern Anwendung finden, und zwar in Form von Asphaltbeton, Asphaltfilm und als vorfabrizierte Asphaltplatten. Die Beläge können wasserdicht oder porös sein.

Die Hauptaufgabe von porösem Asphaltbeton ist die Verhinderung der Erosion und die Schaffung einer brauchbaren Arbeitsfläche zum Reinigen und für sonstige Unterhaltungsarbeiten. Manchmal dient er auch in Form einer gebrannten Schicht für Drainagezwecke, um die Sickerverluste zu über-wachen. Die Zusammensetzung des Asphaltbetons hängt von dem Verwendungszweck ab. Die poröse Art hat mehr grobstückige Bestandteile und nicht so viel Asphalt, während die undurchlässige Sorte mehr Asphalt enthält. Asphaltbeton als Belag für Bauwerke des Wasserbaus muß zäh, dauerhaft und erosionsbeständig sein. Zu diesem Zweck muß die Mischung einen hohen Prozentsatz an härteren Asphaltzement-Sorten enthalten. Bei Wasserbehältern kann man bedenkenlos Mischungen mit viel Asphalt benutzen, weil der Belag keinen hohen örtlichen Belastungen unterworfen ist. Er darf aber unter seinem Eigengewicht nicht ins Fließen geraten. Beläge mit hartem Asphalt sind widerstandsfähiger gegen Zerstörung durch Wasser und Vegetation. Immerhin ist, wenn der darunterliegende Boden nicht steril ist, eine vorherige Unkrautbekämpfung zu empfehlen, wobei natürlich für Mensch und Tier ungiftige Mittel zu benutzen sind, z. B. Polybor-Chlorat.

Der Asphaltbeton wird als Heißmischung in einer Asphalt-anlage vorbereitet, zur Arbeitsstelle gebracht, ausgebreitet und auf einer vorbereiteten Unterlage mittels einer Maschine verdichtet. Es sind dies meist besonders für Arbeiten an Böschungen, wo die Einhaltung einer gleichmäßigen Schichtdicke schwierig ist, entwickelte Maschinen. Mit diesen Sondermaschinen wird die Qualität der Arbeit verbessert und die Tagesleistung erhöht.

Bei einer Großbehälteranlage von 1,85 Mio. m³ Inhalt wurde ein Asphaltbeton mit hartem Asphaltzement und besonderem Zuschlag gewählt, um eine Art poröses Material zu erhalten. Eine darunterliegende dichte Decke gewachsener Erde macht den Behälter wasserdicht und eine 75 mm starke Asphaltbeton-schicht gibt einen Schutz gegen Erosion. Darüber wurde eine Schutzschicht gespritzt, um die Zerstörung des Asphaltbetons durch die beim abwechselnden Naßwerden und Trocknen von Lehm, Moder, Algen usw. entstehenden Oberflächenspannungen zu verhindern. Dieser Schutzbelag ist eine dünne Spritzschicht aus fettem Portlandzement, gemischt mit 38 l Wasser/Sack und 8 Gew.-% Calciumchlorid. Man braucht etwa einen Sack Zement für 56 m² Belagfläche.

Asphaltfilmbeläge bestehen aus einer dünnen Schicht Asphalt ohne Zusätze, die von irgendeinem anderen erosionsbeständigen Schutzmaterial abgedeckt ist. Die erste Sorge bei der Herstellung dieser Beläge ist die Gewinnung eines genügend dicken und geschlossenen Filmes. Die Menge des aufgetragenen Asphalts hängt von der Beschaffenheit der Unterlage ab. Sie beträgt etwa 6—8 l/m². Der benutzte Asphalt muß zäh genug sein, um ein Abreißen während des Auftragens unmöglich zu machen. Ferner muß er genügend geschmeidig und plastisch sein, damit er sich irgendwelchen Änderungen der Gestalt der Unterlage bzw. des Untergrundes anpassen kann. Diese Bedingungen erfüllt eine Asphaltsorte mit folgenden Eigenschaften: Flammpunkt $\geq 219^\circ\text{C}$, Erweichungspunkt $80\text{—}93^\circ\text{C}$, 50—60 cm Eindringung bei 25°C (100 gr in 5 sec), nicht weniger als 30 cm Eindringung bei 0°C (200 gr in 5 sec), nicht mehr als 3,5 cm Eindringung bei 46°C (50 gr in 5 sec), Verlust bei 163°C nicht mehr als 1% in 5 Stunden, Eindringung des Rückstandes bei 25°C (100 gr in 5 sec), nicht weniger als 60% der Eindringung vor der Erwärmung, in Kohlenstoff-tetrachlorid lösliches Bitumen nicht weniger als 97%.

Schutzschichtmaterial und Unterlage können Erde, Sand, Kies, Asphaltbeton, Portlandzementbeton, Portlandzement-Tor-kret sein. Deckschichten aus Erde, Sand oder Kies sollen 25 bis 75 mm dick sein. Wo der Asphaltfilm in Verbindung mit Asphaltbeton, Portlandzementbeton oder Portlandzement-Tor-kret benutzt wird, soll er zwischen Schichten von diesen Stoffen aufgespritzt werden. In einem Anwendungsfall bestand der Belag aus einer asphaltstabilisierten Unterlage, die mit 8 l/m² Asphaltfilm bedeckt ist, der als Abdichtung wirkt. Der frei-liegende Belag ist 127 mm stark und besteht aus verstärktem Portlandzementbeton am Boden und 76 mm verstärktem Portlandzement-Torkret an den Seiten. In einem anderen Fall setzte sich der Belag zusammen aus einer ersten Asphaltschicht auf verdichtetem Untergrund und einem darüber aufgetragenen

H. Bürnheim, München.

Unter der Sperre (Abb. 3) ist eine Haupt-Dichtungsschürze angelegt, die aus drei Injektionsreihen, an der Oberwasserseite, in Mauermitte und an der Unterwasserseite, besteht. Sie ist unter 50 % flußaufwärts geneigt und endet in veränderlicher Tiefe je nach dem hydraulischen Druck. Die Bohrungen wurden mit 45 und 48 mm Kerndurchmesser ausgeführt und von oben nach unten unter Wiederaufbohren der oberen Schichten in Stockwerken von 10 m Höhe verpreßt. Wie aus Abb. 3 ersichtlich, wurden auch die den Stauquerschnitt durchfahrenden Stollen mit besonderen Schürzen abgedichtet. Insgesamt wurden für diese Arbeiten 529 Bohrlöcher mit einer Gesamtlänge von 10,6 km und einem Zementverbrauch von 1360 t erforderlich. Der spezifische Zementverbrauch war 128,4 kg/m und schwankte zwischen 97 und 191 kg/m. — Zur Festigung der Widerlagerflächen wurde ferner ein Netz von 10 m tiefen Einpreß-Bohrungen mit einer Seitenlänge von 4 m gelegt. In den Maschenmitteln wurden zusätzlich 5 m tiefe Einpressungen vorgenommen. Diese Arbeiten umfaßten 13,6 km Bohrung und verlangten 1442 t Zement (83 bis 182 kg/m). — Für die Mauerdichtung, d. h. für die Auspressung der Umfangs- und Lamellen-

This topographic map illustrates the Vajont Dam and its associated infrastructure. The dam, labeled 'Fangedamm', is situated at the top center, with the reservoir 'Vajont' above it. The map shows the 'Zuleitungsstollen' (conduit tunnel) and 'Einlaufbauwerk' (intake structure) leading from the reservoir. Key features include the 'Wärterhaus' (guardhouse) and 'meteorolog. Station' (meteorological station) on the right, and the 'Rechen' (stilling basin) and 'Stollen-tür' (tunnel door) further down. The map also depicts the 'Bachkreuzung' (stream crossing) and 'Umleitungsstollen' (diversion tunnel). The terrain is marked with elevation contours ranging from 600 to 750 meters. A scale bar at the bottom right indicates distances up to 100 meters, and a north arrow is present.

Abb. 1. Grundriß.

fugen, wurde der Beton durchbohrt. Von einem Einpressen aus vorher verlegten Rohren war man abgekommen, weil die gewählte Methode eine bessere Anpassungsmöglichkeit an bedenkliche Stellen ergab. Die Fugen waren, wie erwähnt,

durch Kupferbleche gegen Ober- und Unterwasser verschlossen, außerdem wurden in den aufgehenden Fugen zwischen den Lamellen je zwei Horizontalbleche eingezogen, so daß eine Abschottung geschaffen und örtliche Überbeanspruchungen beim Einpressen vermieden wurden. Die Bohrungen geschahen von der Luftseite her. Nur der obere Teil der Mauer wurde wegen des starken Überhängens von der Krone aus angebohrt. Erforderlich waren 4,3 km Bohrung bei einem Zementverbrauch von 67,5 t (15,6 kg/m² oder 7 kg/m², bezogen auf die Fugenfläche von 9750 m²). — Weitere Einpressungen wurden am Anschluß des Mauerbetons an den Fels der Gründungs- und Widerlagerflächen vorgenommen. Hierzu sind 6,0 km gebohrt und 62,5 t Zement (10,4 kg/m²) verbraucht worden. Außer den genannten wurden weitere Dichtungsarbeiten erforderlich bei den Schützenschächten, den Bedienungskavernen, an verschiedenen Stollentüren, den Zugangsstollen usw. Dabei wurden 1285 t Zement eingepreßt.

Neben dem eigentlichen Sperrerbau waren zahlreiche andere Bauwerke auszuführen:

Fangedamm und Umlaufstollen während der Bauzeit. Der Fangedamm ist eine zylindrische, 10 m hohe Bogenmauer, die die normalen Hochwässer bis zu 35 m³/s oder 2,5 m³/s · km² zurückhält und dem Umlaufstollen zuleitet. Dieser hat ein Hufeisenprofil von 3 m Durchmesser und ist 186 m lang. Er wurde mit Beton verkleidet und später als Grundablaßstollen verwendet und mit zwei Schützen versehen.

Entlastungseinrichtungen. Hierher gehört der Kronenüberlauf, der bei 1,5 m Überstau 170 m³/s abführen kann. Da der Grundablaßstollen bei Vollstau 100 m³/s fördert, so können insgesamt 270 m³/s oder 19 m³/s · km² abgeführt werden.

Die Betriebswasserleitungen bestehen aus dem kreisförmigen Umleitungsstollen, der es erlaubt, das von Vajont ankommende Wasser an dem Gallina-Becken vorbeizuführen, dieses also auszuschalten. Er verläuft mit einem Durchmesser von 4,50 m unterhalb der Sperre und schließt an die beiden Kraftwasserstollen nach Soverzene an. Zur Abspernung sind zwei Notverschlüsse und eine Schütze vorgesehen. Der Einleitung des ankommenden Wassers dient der Zuleitungsstollen, der hinter dem rechten Bogenwiderlager und auf der Oberwasserseite der Sperre mit kreisförmigem Querschnitt 4,70 m ϕ zum Einlaufbauwerk verläuft (Abb. 4). An diesem geht er in die beiden Entnahmestollen der Anlage Soverzene über. Diese Stollen (bis zur Vereinigung mit dem Umleitungsstollen 4,5 m ϕ , dann 5,00 m ϕ) enthalten je einen Notverschluß und einen Schützenschacht. In jedem dieser Schächte sind zwei Absperrschützen und zwei Feinrechen eingebaut. Bei ausgeschaltetem Becken Gallina können in den Schützenschächten Spiegelschwingungen auftreten, die durch Überläufe mit anschließendem Leerlaufstollen begrenzt werden. Außerdem können unmittelbar über den Schützen zur Schwingungsdämpfung noch Diaphragmen eingesetzt werden.

Baustelleneinrichtung

Die Baustelle wurde durch eine 4,6 km lange Straße von Soverzene her erschlossen, außerdem wurden, insbesondere zum Transport von Zuschlagstoffen, mehrere Seilbahnen eingerichtet. Die bis zu 900 Personen zählende Belegschaft mußte zu etwa einem Drittel auf der Baustelle in 20 Baracken und Häusern untergebracht werden. — Der Zement für die Staumauer kam in Gefäßen von 400 kg in Lastwagen an die Baustelle und hier in vier zylindrischen Silos. Bei den übrigen Bauwerken wurde Sackzement verwendet und ebenfalls in Lastwagen herangebracht. — Die Zuschlagstoffe wurden am Zusammenfluß von Gallina und Piave gewonnen und aufbereitet, d. h. zerkleinert, sortiert, gewaschen und in vier Silos von 3200 m³ Gesamthalt gelagert, von wo sie dann mittels Seilbahn in die Silos der Einrichtung an der Sperre gebracht wurden. Die Körnungen wurden schon oben erwähnt. Die Silos an der Sperre hatten, mit Rücksicht auf eventuelle Reparaturarbeiten an der Seilbahn, einen Gesamthalt von 6300 m³, was dem Bedarf von 20 Tagen entsprach. Insgesamt wurden 143 000 m³ gewonnen, davon 19 % ausgeschieden, der Rest eingebaut. Ein-stampzfiffer 1,2. Die unterhalb der Kiessilos angeordnete Betonanlage umfaßte fünf kleinere Zwischensilos (zusammen 350 m³), ein Zementsilo, eine automatische Anlage für die

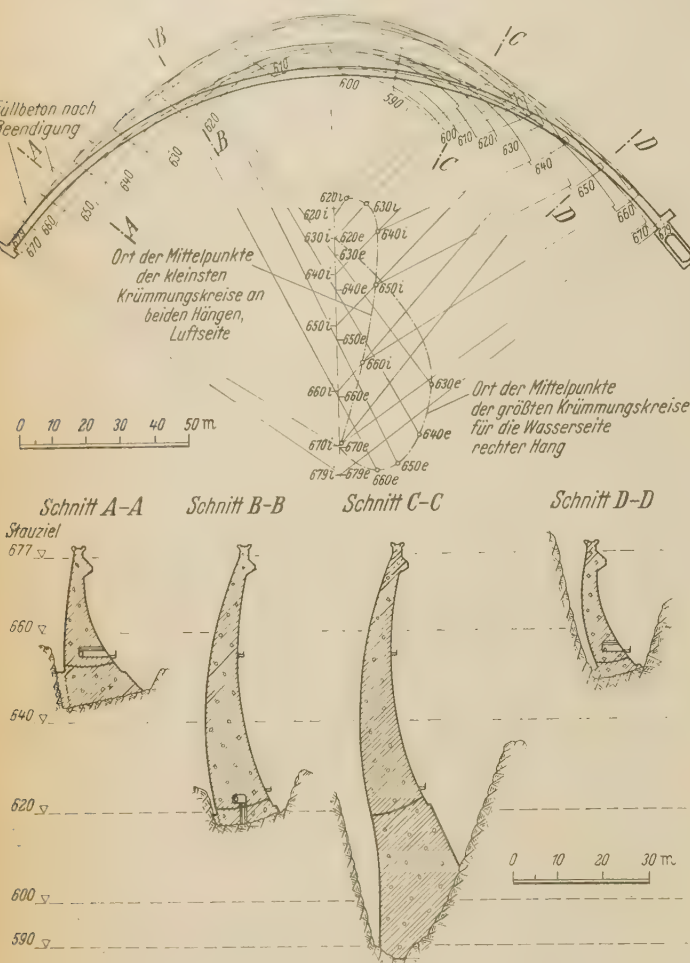


Abb. 2. Einzelheiten der Sperre.

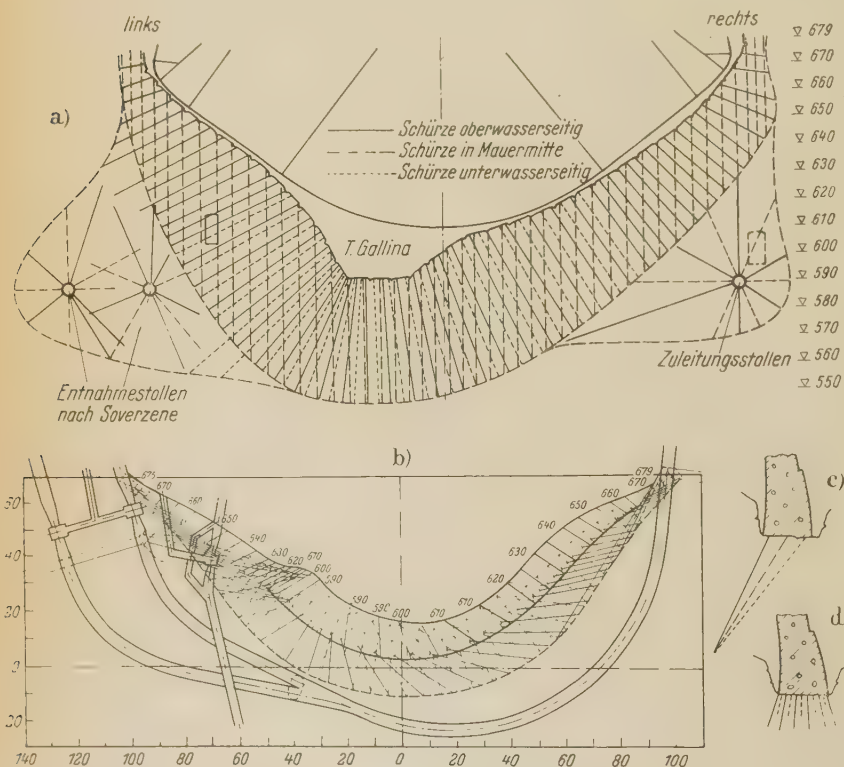


Abb. 3. Schema der Einpressungen.

Materialaufgabe, zwei Mischer und eine Steueranlage. Der fertig gemischte Beton wurde in Kübeln von 2 m³ Inhalt teils mittels Derrick, teils mit Kabelkran zur Einbaustelle gefördert.

Beton der Stollen und der übrigen Bauwerke war eine vollkommen getrennte Anlage ähnlicher Art im Betrieb. Die Baustelleneinrichtung ist in Abb. 5 gezeigt.

Bauvorgang

Mit den ersten Probebohrungen wurde im März 1947 begonnen. Die Zufahrtsstraße ging im Juni 1948 in Bau. Der Sperrenaushub währte von November 1948 bis August 1950 und wurde in Schacht- und Stollenbauweise durchgeführt. Es wurde mit kleinen Sprengladungen gearbeitet, zur genauen Profilierung wurden die letzten 30 bis 50 cm mittels Bohrhämmer entfernt. Mit den Betonarbeiten konnte im April 1950 begonnen werden. Ende Dezember 1951 waren sie, nach einer winterlichen Unterbrechung von etwa vier Monaten, abgeschlossen (Abb. 6). Die Einpressungsarbeiten zogen sich über fast die ganze Bauzeit hin. Das Bauprogramm der übrigen Bauwerke (Stollen, Schächte usw.) war wesentlich durch die Forderung bestimmt, daß im Werk Soverzene zwei Maschinen, unter Ausschaltung des Beckens Gallina, bereits im Dezember 1950

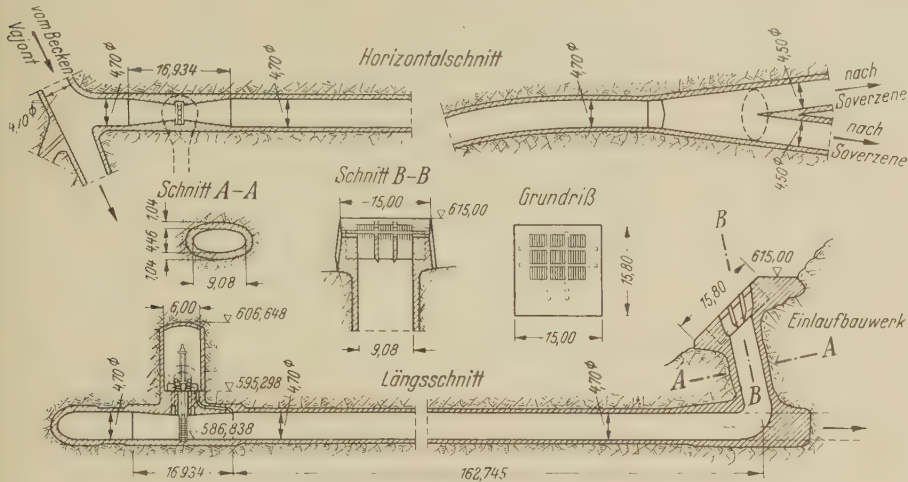


Abb. 4. Zuleitungsstollen und Einlaufbauwerk.

Auch ein Förderband war beim Betontransport eingesetzt. Durchwegs wurde mit Stahlschalung gearbeitet. — Für den

transport bestimmt, daß im Werk Soverzene zwei Maschinen, unter Ausschaltung des Beckens Gallina, bereits im Dezember 1950

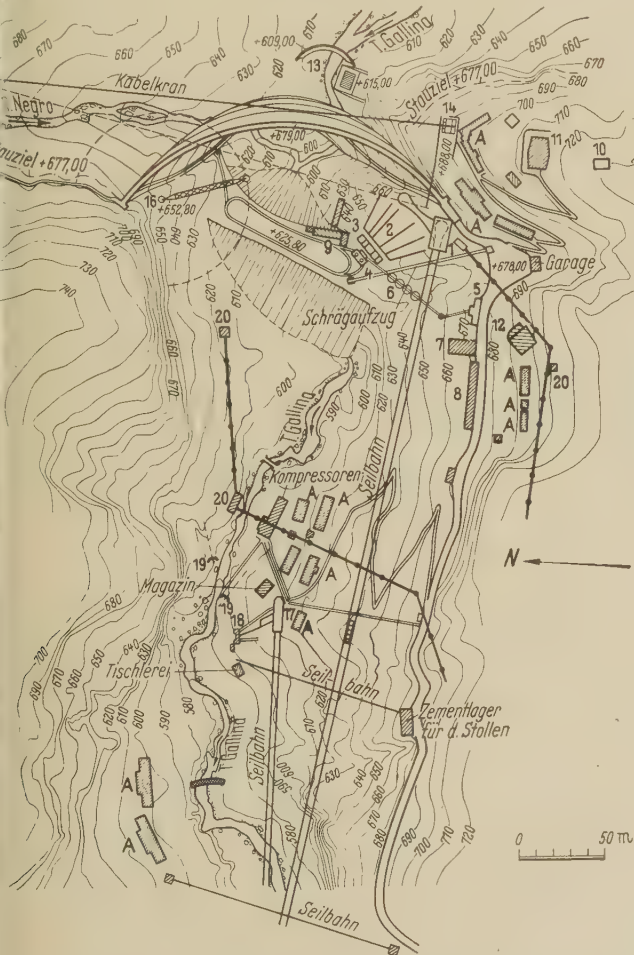


Abb. 5. Baustelleneinrichtung. — 1 Seilbahn-Bergstation für die Zuschlagstoffe; 2 Schrägsilos; 3 Vertikalsilos; 4 Betonieranlage; 5 Ankunftsstelle des Zementes; 6 Zementsilo; 7 Zentrale für die Einpressungen; 8 Maschinenwerkstatt; 9 Materialprüfung; 10 Wetterstation; 11 Wärterhaus; 12 Kommando- und Kontrollraum; 13 Fangedamm; 14 Kabelkran, bewegl. Stütze; 15 Kabelkran, feste Stütze; 16 Derrick; 17 Seilbahn-Bergstation für die Zuschlagstoffe der Stollen; 18 Silos und Betonanlage für die Stollen; 19 Zugangs-fenster zu den Stollen; 20 Trafostationen.

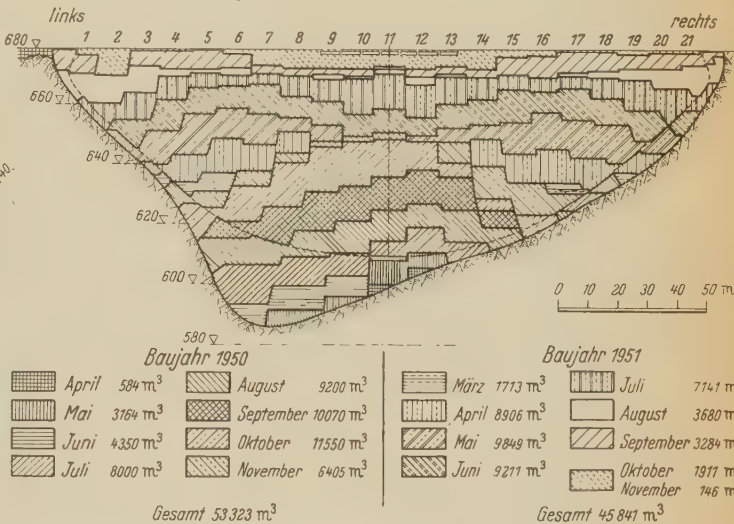


Abb. 6. Betonierabschnitte der Staumauer.

in Probelauf gehen sollten. Das Becken Val Gallina wurde im Januar 1952 endgültig in Betrieb genommen, später allerdings noch einmal wegen restlicher Dichtungsarbeiten kurzzeitig teilweise abgesenkt.

Der Umfang der Bauleistungen geht aus folgender Zusammenstellung hervor:

	Sperre	übrige Bauwerke	Gesamt
Arbeitsstunden (Mio. h)	1,46	1,49	2,95
Stahlverbrauch (t)	1015	2109	3124
Sprengstoffe (t)	51,4	79,1	130,5
Zement (t)	29 913	6317	36 230
Ausbruch (m³)	87 338	52 982	140 320
Beton (m³)	99 100	20 747	119 847

Die mittlere Betonleistung betrug 250 m³ je Betoniertag, die Stundenleistung 17,4 m³. [Nach M. Capra: Diga di Val Gallina: Energia Elettrica 33 (1956), H. 2, S. 121.]

Josef Frank, Erlangen.

DK 624.27.059.35 : 624.35 : 625.745.1 (73)

Neuer Umbau der Queensboro-Brücke in New York

Die vor etwa 50 Jahren erbaute Queensboro-Brücke über den East-River, die einzige Ausleger-Balkenbrücke unter den berühmten Brücken New Yorks, unverkennbar mit ihrem engmaschigen Fachwerk und den dem Geschmack der damaligen Zeit entsprechenden Türmchen und Spitzen, gehört zu den meistbefahrenen Brücken der Welt. Außer Straßenbahnen und einem erheblichen Fußgängerverkehr überführt sie auf 7 Fahrstreifen, auf 2 Stockwerke verteilt, etwa 40 Mio. Fahrzeuge im Jahr, das sind mehr als 100 000 je Tag. Nun soll durch Einbau von 2 zusätzlichen Fahrstreifen das Leistungsvermögen um weitere 30 000 Fahrzeuge je Tag gesteigert werden.

Da diese neuen, auf dem oberen Stockwerk der zweigeschossigen Fahrbahn angeordneten Fahrstreifen an die Stelle zweier Hochbahnlinien treten, bedarf das Haupttragwerk selbst keinerlei Verstärkungen; die baulichen Veränderungen bereiten für eine Stahlkonstruktion keine Schwierigkeiten. Die eigentliche Ingenieursaufgabe ist die Ausbildung der neuen Zufahrten, die den Verkehr aus den angrenzenden Straßenzügen auf die Höhe der hochliegenden Fahrstreifen bringen müssen.

Die Queensboro-Brücke, insgesamt 1135 m lang, ist eine Auslegerbrücke mit Pendelgelenken und einer größten Stützweite von 360 m. Unter dem Eindruck des Einsturzes der Quebec-Brücke ist seinerzeit (1903) die statische Berechnung mit größter Sorgfalt durchgeführt, wobei eine ständige Last von mehr als 50 000 t Nickelstahl und eine Verkehrslast von 12 t/m angesetzt ist. Vergleichsweise sei erwähnt, daß die Oakland-Bay-Brücke 1935 für eine Nutzlast von 10,5 t/m bemessen wurde. Bei der Queensboro-Brücke waren der Kfz-Verkehr auf einer nur 9,5 m breiten Fahrstraße, dafür aber vier Straßenbahnlinien auf der unteren und vier Untergrund- oder Hochbahnen auf der oberen Fahrbahn vorgesehen.

Da der motorisierte Verkehr schneller zunahm als erwartet — 1915, d. h. sechs Jahre nach der Eröffnung, passierten fast 10 000 Fahrzeuge (davon nur 1700 Pferdefuhrwerke) täglich die Brücke —, wurde schon bald eine Vermehrung der Kfz-Fahrstreifen durch Beseitigung von zwei Straßenbahnlinien auf der unteren und zwei Hochbahnlinien auf der oberen Fahrbahn notwendig. Bis zur Gegenwart war durch weitere Änderungen die gesamte Breite von 15,9 m der unteren Fahrbahn (fünf Fahrstreifen) und eine Teilbreite von 6,7 m der oberen Fahrbahn (zwei Fahrstreifen) für den motorisierten Verkehr ausgenutzt.

Da dies immer noch nicht reichte, wurde 1948 ein Ingenieurbüro beauftragt, Pläne für eine weitere Steigerung der Verkehrsleistung der Brücke und Verbesserung der Zufahrtsrampen auszuarbeiten. Die gegebenen örtlichen Verhältnisse, und zwar die bestehenden Verkehrsanlagen auf der Seite des Stadtteiles Queens, wo die Verkehrswege bereits in drei Geschossen übereinander liegen, sowie die enge Bebauung auf der Seite Manhattan stellen der neuen Lösung große Schwierigkeiten in den Weg.

Auf der eigentlichen Brücke wurde eine zusätzliche zweispurige Fahrbahn an der Nordseite des oberen Geschosses, wo die letzten Hochbahnlinien bereits beseitigt waren, vorgesehen. Auf der Seite von Queens wurden mehrere Auffahrten projektiert, um den Anschluß an die alten und neuen Fahrstreifen des oberen Geschosses zu verbessern bzw. herzustellen, während auf der Seite von Manhattan eine nach Norden verlaufende neue Autostraße, die in einem großen Verteilerkreisen soll, den zusätzlichen Verkehr aufnehmen wird. Mit Ausnahme dieser letzteren Anlagen ist nach mehrjährigen Untersuchungen der Entwurf genehmigt und die Ausführung in drei räumlich getrennten Bauabschnitten in Auftrag gegeben.

Abschnitt Brücke

Der technisch einfachste Teil ist der Umbau der eigentlichen Brücke, da — wie schon erwähnt — das Haupttragwerk ohne weiteres die geänderten Verkehrslasten aufnimmt. Es sind lediglich zwei Längsträger zur Unterstützung der neuen Fahrbahn, die aus einem engmaschigen stählernen Rost mit Betonausfüllung besteht, einzuziehen. Der Forderung, den Verkehr auf den Fahrstreifen des unteren Geschosses nicht zu behindern, begegnet man durch die Anlieferung der Bauteile mit LKWs während der verkehrsarmen Tageszeiten. Zum Einbau wird wegen der nur 4,1 m betragenden lichten Höhe ein Spezialautokran aus Truppenbeständen (ursprünglich zur Instandsetzung von Panzern gebaut) von 3 t Tragfähigkeit, der auf der vorhandenen Fahrbahn des Obergeschosses operiert, verwendet. Die obere Fahrbahn wird durch diesen Ausbau um 7,3 m und einen Mittelstreifen von 76 cm verbreitert.

Abschnitt westliche Auffahrt

Abb. 1 zeigt die Auffahrt auf der westlichen Seite im Stadtteil Manhattan. Die neue Auffahrt biegt von der be-

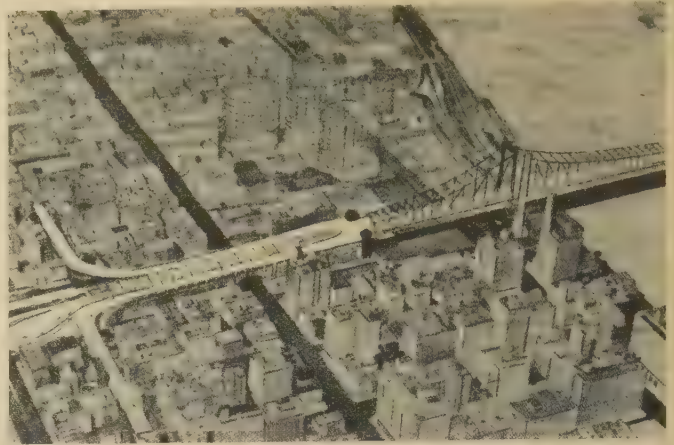


Abb. 1. Die Auffahrt zur Queensboro-Brücke auf der westlichen Seite (Stadtteil Manhattan).

stehenden Anlage im rechten Winkel nach Norden (im Bild nach oben) ab und senkt sich dann zur Straßenhöhe der Stadt. 17 Häuserblocks müssen hier beseitigt werden. Der von stählernen Überbauten getragene höhere Teil geht mit abnehmender Höhe in eine Erdrampe über.

Abschnitt östliche Auffahrt

Die schwierigste Aufgabe stellt die aus Abb. 2 ersichtliche Anlage auf der östlichen Seite im Stadtteile Queens. Hier muß

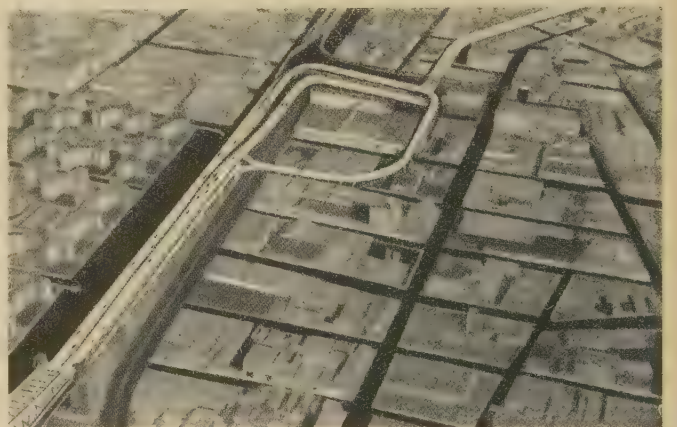


Abb. 2. Die Auffahrt zur Queensboro-Brücke auf der östlichen Seite (Stadtteil Queens).

die hochliegende Zufahrt zu den bisherigen Fahrstreifen der oberen Brückenfahrbahn auf etwa 600 m Länge um das Doppelte verbreitert werden. Am Ende dieser Strecke wird eine einen geschlossenen Ring bildende Auffahrt geschaffen, die die bestehenden Anlagen fahrbahnfrei kreuzt und dabei auch Umbauten dieser letzteren erforderlich macht. Insgesamt werden hier u. a. etwa 10 000 t Stahl eingebaut. Das größte Problem bei diesen Arbeiten ist nicht die Bauleistung an sich, sondern die Rücksichtnahme auf den Verkehr aller Art und die zahllosen Versorgungs- und andere Leitungen, die Engigkeit der Baustelle und die Vorsorge vor Beschädigungen anliegender Industrie- und sonstiger Bauten, Erschwernisse, die die besonderen Merkmale bei Bauarbeiten im Kern von Großstädten sind.

Die Gesamtkosten (Änderung der Stahlkonstruktion und Ausbildung der Zufahrten) sind mit etwa 33 Mio. DM veranschlagt, die sich aufteilen in die Kosten für

den Umbau der Stahlbrücke mit etwa	5,5 Mio. DM,
die Zufahrten auf der westlichen Seite (Manhattan) mit etwa	5,0 Mio. DM,
die Zufahrten auf der östlichen Seite (Queens) mit etwa	22,5 Mio. DM.

Jeder dieser drei Bauabschnitte ist je einem anderen Generalunternehmer übertragen worden. [Nach Engineering News-Record 156 (1956) Nr. 22 vom 31. 5. 1956, S. 40.]

Dr.-Ing. Carl Justus Hoppe, Bonn.

DK 624.078.2 : 621.882

Amerikanische Erfahrungen bei Verwendung von hochfesten Schrauben im Stahlbau

Wenn auch das Einziehen hochfester Schrauben weniger Übung erfordert als das Nieten, so setzt dieses Verfahren doch andererseits besondere Einrichtungen voraus, wenn einwandfreie Verbindungen erzielt werden sollen. In den Vereinigten Staaten werden hochfeste Schrauben meist mit druckluftbetriebenen Spezial-Schraubmaschinen angezogen, deren tech-

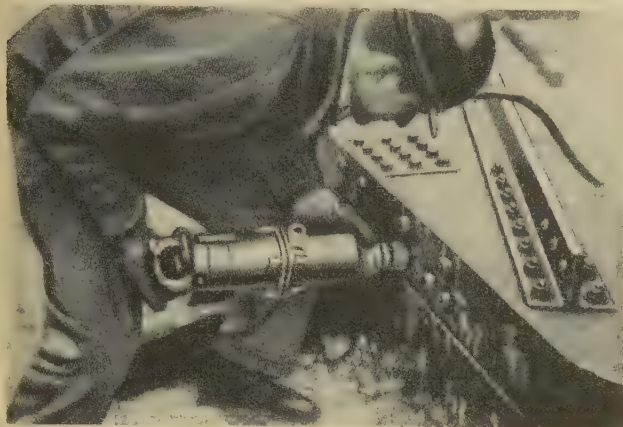


Abb. 1. Pneumatische Schraubmaschine für hochfeste Schrauben der in den Vereinigten Staaten von Amerika entwickelten Bauart.

nische Besonderheiten schon hinter dem Kompressor beginnen. Übliche Kompressoren können in der Regel wohl den erforderlichen Luftdruck aufrechterhalten; für ein optimales Arbeiten der pneumatischen Schraubmaschine ist aber eine genau passende Luftmenge in gleichmäßiger Darbietung notwendig. Große Kompressoren können 10 bis 12 solcher Schraubmaschinen versorgen, wobei die Einschaltung von besonderen Zwischenluftbehältern an Stelle des normalen Sammelbehälters die Gleichmäßigkeit der Luftdarbietung verbessert. Solche Zwischenbehälter sollen mit mindestens 2zölligen Schläuchen oder Rohren an den Kompressor angeschlossen werden. Jede Schraubmaschine soll ihre eigene Zuleitung mit einem Druckmesser hinter dem Regulierventil haben, wobei die Länge der Schlauchleitungen mit 60 m zu begrenzen ist. Es empfiehlt sich, die pneumatischen Schraubmaschinen täglich mindestens einmal, bei Änderung der Arbeitsbedingungen möglichst mehrmals je Tag prüfen, um sicherzugehen, daß die Schraubmaschine abschaltet, wenn das festgelegte Drehmoment erreicht ist und somit die hochfeste Schraube die gewünschte Pressung tatsächlich ausübt.

Diese Prüfung kann mit Hilfe eines gewöhnlichen Drehmomentenschlüssels erfolgen. Hierbei wird bei einer hochfesten Schraube eine Mutter mit dem Drehmomentenschlüssel bis zur Erreichung eines bestimmten Drehmomentes angezogen, sodann die pneumatische Schraubmaschine angesetzt und der Luftdruck so reguliert, daß die Mutter sich gerade eben weiterdreht. Nun zieht man mit der pneumatischen Schraubmaschine einige weitere Muttern mit dem gleichen Luftdruck an und prüft diese mit dem Drehmomentenschlüssel. Man erhält dann ziemlich sichere Sicherheit, daß die pneumatische Schraubmaschine das gewünschte Drehmoment ausübt. Besser ist die Prüfung mit einem besonderen Instrument, „Calibrator“ genannt, das die Spannung im Schaft der hochfesten Schrauben nach dem Anziehen der Mutter mißt. Das Luftdruck-Regulierventil wird bei dieser Eichung so eingestellt, daß die pneumatische Schraubmaschine abschaltet, wenn die vorberechnete Spannung im Schraubenschaft erreicht ist.

Bei diesen Eichprüfungen sollten bestimmte Gesichtspunkte beachtet werden: Nur neue, bisher nicht benutzte Schrauben sind zu verwenden; man vermeide ein Nachziehen der Mutter; Kontrollablesungen durch eine zweite Person schalten Irrtümer aus; bei der Eichung sollen die Luftschläuche ebenso lang sein wie am Objekt; man muß sich klar sein, daß das Ergebnis nicht die größtmögliche Schaftspannung des Bolzens, sondern den Kleinstwert seines Tragvermögens anzeigt.

Die Weiterentwicklung der pneumatischen Schraubmaschine zielt dahin, die Zahl der notwendigen Eichungen zu vermindern und das Eichverfahren zu vereinfachen. In dieser Richtung sind verschiedene Neuerungen einzelner Hersteller am Markt.

Als Stoff hochfester Schrauben wird ein heiß-nachbehandelter Stahl mit hohem C-Gehalt und entsprechend hoher Festigkeit (bis dreimal so hoch wie beim gewöhnlichen Schraubenstahl) verwendet. Schrauben aus diesem Material sind durch 3 radiale Kerbmarken auf dem Schraubenkopf gekennzeichnet. Eine eventuelle Verwechslung mit gewöhnlichen Schrauben ist bedeutungslos, weil letztere mit Sicherheit vor Erreichen der vorgesehenen Anspannung abreißen. Andererseits ist selbst eine erhebliche Überschreitung der Anspannung einer hochfesten Schraube ohne Bedenken, da eine solche ihre volle Wirkung hat, solange sie nicht abreißt.

Beim Zusammenbau werden, nachdem einzelne Löcher zu verbindender Teile vorbohrt sind, hochfeste Heftschrauben mit Unterlagsscheiben unter Kopf und Mutter eingezogen, die — anders als beim Nieten — nicht mehr ausgewechselt werden. Es werden gehärtete, normalerweise flache, runde, bei schrägen Flächen keilförmige quadratische Unterlagsscheiben verwendet, stets unter Kopf und Mutter.

Die Muttern werden zunächst so fest wie möglich von Hand aufgedreht, dann mit der pneumatischen Schraubmaschine bis zum Festsitz angezogen; das dauert in der Regel 7 bis 15 s. Wenn infolge Raumbeschränkung vorteilhaft, kann die pneumatische Schraubmaschine ebenso gut am Schraubenkopf wie an der Mutter angesetzt werden. Bei einiger Übung merkt der Bedienende schon am Gang der Maschine, wenn die Mutter mit dem richtigen Drehmoment angezogen ist, so daß die Schraubmaschine beim Umsetzen nicht zum Stillstand kommt. Bei längeren Anschlüssen mit mehreren Reihen wird, um ein Lockerwerden einzelner Schrauben zu vermeiden, empfohlen, zunächst einige Schrauben in der Mitte einzuziehen und dann an einem Ende beginnend vorzugehen, wobei die bereits sitzenden Schrauben übersprungen werden. Letztere nachzuziehen sollte unbedingt vermieden werden.

Bemerkenswert ist, daß in dem auf praktische Gesichtspunkte ausgerichteten Bericht von einer Vorbehandlung der Berührungsflächen (z. B. Reinigen und Aufrauhern durch Flamm- oder Sandstrahlen), die nach deutschen Forschungsergebnissen wesentliche Bedeutung für die Erreichung von Höchstwerten der Tragkraft hochfester Schrauben hat, keine Rede ist. Es darf gefolgert werden, daß man in den Vereinigten Staaten von Amerika auf diese Behandlung keinen Wert legt und einer entsprechend größeren Anzahl von hochfesten Schrauben unter Verzicht auf eine lohnauwendige Vorbehandlung der Berührungsflächen den Vorzug gibt. Es spielt hier zweifellos das andersgeartete Verhältnis der Lohn- zu den Materialkosten die entscheidende Rolle. [Nach Construction Methods and Equipment 38 (1956) Nr. 5, S. 197.]

Dr.-Ing. Carl Justus Hoppe, Bonn.

DK 669.71.013.5 : 621.311.21 (711)

Die Aluminium-Schmelze Kitimat-Kemano (Alcan-Projekt)

Über die allgemeinen Grundlagen und die Felsarbeiten dieser gewaltigen Anlage, die in Brit. Kolumbien im Juni 1956 in Betrieb gegangen ist, wurde schon berichtet [Bauingenieur 27 (1953) S. 143 und S. 365]. Einige weitere Angaben sollen das Bild dieser Produktionsstätte des heute meistgebrauchten NE-Metall abzurufen. Kanada verfügt nicht über die Ausgangsmaterialien Bauxit (4 t je t Al₂O₃), das von Brit. Guyana und Jamaika eingeführt wird, und muß auch Cryolith von Grönland und Flußspat von Neufundland (zusammen 6 t/t Al₂O₃) beziehen. Aber die Energie von 22 kWh für 1 kg Al₂O₃ konnte im Kemano-Kraftwerk billig geschaffen werden, so billig, daß die Alcan (Aluminium Company of Canada) zum dritten Male innerhalb von 50 Jahren der weißen Kohle nachwanderte und ihren Betrieb verlegte. Zwar war der für die Anlage der Wasserkraftkaverne allein in Betracht kommende Kemano-Fjord für die Anlage der elektrometallurgischen Schmelze nicht geeignet, aber der Nachbarfjord bietet in 81 km Entfernung günstigere Anlandemöglichkeit und Platz für eine Siedlung. Seit 1941 war die Alcan auf diese Gegebenheiten seitens der Regierungsstellen hingewiesen, ab 1947 förderte sie selbst die Vorarbeiten und 1951 wurde mit den Arbeiten begonnen, die jetzt mit der Fertigstellung des ersten Bauabschnittes zunächst beendet sind.

Der Kenney Staudamm

Wie erinnerlich, wird ein Einzugsgebiet von rd. 13 200 km² aus dem Hochland östlich des Randgebirges dadurch nutzbar gemacht, daß man den natürlichen östlichen Abfluß aus der 850 km² großen zusammenhängenden Gebirgsseenplatte durch einen Steinschüttungsdamm, den Kenney-Damm, verschließt,

den See anstaut und ihm am westlichen Rande durch einen 16 km langen Stollen einen neuen Abfluß auf das rd. 800 m tiefer liegende Kavernenkraftwerk Kemano gibt. Der Staudamm riegelt den Kemano-Fluß ab und staut mit einer Höhe

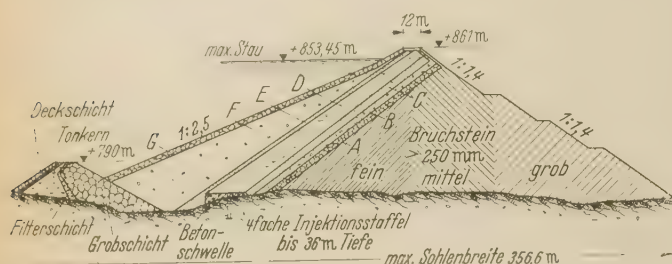


Abb. 1. Querschnitt des Kenney Dammes.

A Bruchstein 75–250 mm; B Kies 12–75 mm; C Sand 0–12 mm; D Verdichteter Tonkern; E 1,5 m starke Filtersandschicht; F Dichter Grobkies; G Bruchstein-Deckschicht.

von 96,60 m das Wasser auf + 853,45 und schafft ein Reservoir von 23 Milliarden m^3 , von denen 5 Milliarden verarbeitet werden. Die jährliche Regenhöhe beträgt 1,88 m, die Schneehöhe im Westen bis 12 m, beim Kenney-Damm selten mehr als 0,90 m. Die Abmessungen des Dammes zeigt Abb. 1. Seine Kronenlänge beträgt 457 m, die Kubatur beträgt 3 000 000 m^3 , wovon 395 000 m^3 auf die Dichtungsschicht und 5500 m^3 auf die Betonschwelle entfallen. Die Untergrundabdichtung erfolgte durch eine vierfache, senkrecht gestaffelte Zementmörtelinjektion. Die erste Serie war 9 m tief, mit jeweils 6 m Abstand der Bohrlöcher gebohrt und wurde mit 2–2,5 atü verpreßt, die zweite jeweils zwischen die Bohrungen der ersten gesetzte Serie war ebenso tief, wurde aber ausschließlich mit 3,5 atü verpreßt, die dritte Gruppe wurde 22 m tief gebohrt und mit 5–7 atü abgepreßt und die vierte, deren Bohrlöcher 36 m und tiefer geführt wurden, wurde bis zur Sättigung unter 7–11 atü verfüllt. Insgesamt sind 23,5 km Bohrlöcher in der Sohle und den Hängen heruntergebracht und rd. 2500 t Zement injiziert. Außerdem wurde die bis zum gesunden Fels ausgehobene und sorgfältig gesäuberte Baugrube der Sohlenschwelle, gegen welche sich die Dichtungsschicht und die darunter liegende Feinsandschicht stützen, im Talgrund und an den Hängen mit Torkretbeton belegt, wofür etwa 900 t Zement verbraucht wurden.

Das Steinmaterial wurde unweit der Baustelle gewonnen und bis zur Körnung der Filterschicht gebrochen. Vom linken Talhang her wurde dann der Damm geschüttet und mit Wasserstrahl zur dichtesten Lagerung gebracht. Faulfels und organische Bestandteile sind sorgfältig ausgelesen, ebenso wurde jegliches frostgefährdete Material ausgeschlossen. Die Ausführung des Dammes geschah in einer durch oberen und unteren Fangedamm geschützten, trocken gepumpten Baugrube. Für den Flußlauf wurde ein Ableitungsstollen von 469 m Länge im Hufeisenprofil von 9,5 m Höhe und gleicher Breite ausgebrochen, aus dem 40 000 m^3 Bruchsteine anfielen.

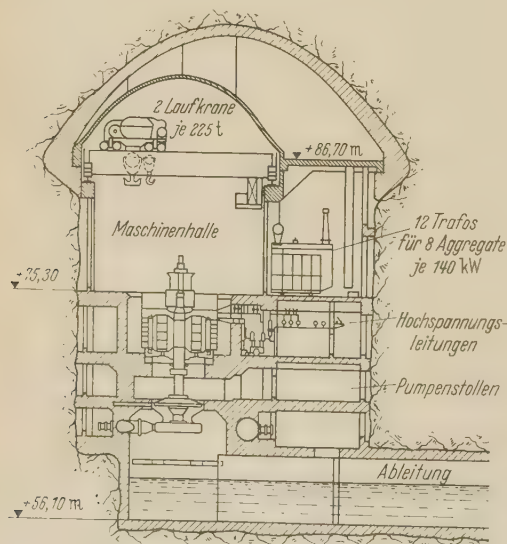


Abb. 2. Kavernenkraftwerk Kemano.

Kavernenkraftwerk

Über das mit 300 m Überdeckung im Berg liegende Krafthaus war schon ausführlich berichtet. Es kann heute im Querschnitt gezeigt werden (Abb. 2), der im Prinzip die Anordnung des Maschinenhauses unter einem hängenden Parabeldach zeigt und die Lage der Trafos und Kabelkanäle. Der gewölbte Kabeltunnel ist $5,50 \times 4,10$ m groß und 440 m lang. Für die Ventilation der Kaverne ist ein Stollen von 1,80 m Breite und 2,40 m Höhe geschaffen.



Abb. 3. Der Gipfelpylon im Kildalapaß.

Freileitung

Schon im ersten Bericht war die Schwierigkeit für den Bau der Freileitung erwähnt, die von der Zentrale Kemano zu dem in der Luftlinie nur 82 km entfernt liegenden Werk Kitimat führt. Sie kreuzt das Küstengebirge in 1615 m Höhe und folgt dann einem Flußtal bis Küstennähe; dadurch beträgt ihre abgewinkelte Länge 125 km. Probestücke der Leitung wurden in 900 und 1600 m Höhe hergestellt und zwei Winter hintereinander durch ständige Beobachtungsposten kontrolliert. Die Min.-Temperatur betrug -31° und die Windgeschwindigkeit im Max. 160 km/h. Das an den Leitungen angewachsene Eis erreichte 5,2 kg/m. Mit diesen Gegebenheiten wurde die Leitung für 1 250 000 kW mit 287 kV zwischen den Phasen bemessen, die in zwei Parallel-Leitungen aufgelöst und nur auf der Paßstraße wegen der Gründungsschwierigkeiten in einer Leitung mit drei Phasen zusammengeführt ist. Die Kabel der Doppelleitung haben je 40 mm ϕ und bestehen aus einer Stahlseele von 19 ϕ 2,6 mm und 54 Aluminiumdrähten von je 4,3 mm ϕ ; das Gewicht beträgt 3 kg/m. Entsprechend wiegen die Kabel auf der Paßhöhe 7 kg/m und haben 108 Stahldrähte von 3,2 mm ϕ und 37 Aludrähte von je 4,4 mm ϕ ; sie haben einen Außendurchmesser von 52 mm. Die Höhe der Pylonenmaste variiert zwischen 30 und 40 m. Ein Teil der Maste ist als Gitterkonstruktion, ein weiterer als Alu-Rohrmast ausgeführt, wobei letztere bei Spannweiten von 190 m bis zu 800 m (!) verwendet wurden und Masthöhen von 42,50 m erreicht sind. Der Vorteil der Alu-Pfähle von 96 cm ϕ ($\frac{1}{3}$ Gewicht der entsprechenden Stahlgittermaste, leichte Montage, Korrosionssicherheit, runder Querschnitt gegen Windangriff, Steigeleitern im Innern der Rohre) ist offenkundig. Die Pylonen haben vier und fünf Pfosten (Abb. 3).

Alu-Schmelze Kitimat

Das Werk besteht aus sechs parallelen Hallen von je 19,80 m Breite und 300 m Länge, die je zwei Reihen Elektrolytöfen enthalten. Pfeiler und Wände sind bis 2,70 m Höhe aus Beton, damit die Arbeiter keinesfalls mit Metall in Berührung kommen können. Die Bewehrungen sind durch die Fundamente hindurch in den Boden geführt, damit die Konstruktion geerdet ist. Die Stahlpfeiler enden in massivem Beton, um jeden Elektrolyt-Effekt auf die Stahlkonstruktion des Daches und des Kranes auszuschließen. Die Wände und das Dach sind mit Alu-Wellblech verkleidet. Ein Transportband, das quer zu den Hallen verläuft, verbindet diese mit dem Hafen und den Rohmateriallagern (Abb. 4).



Abb. 4. Das Werk Kitimat. I. Ausbaustufe.

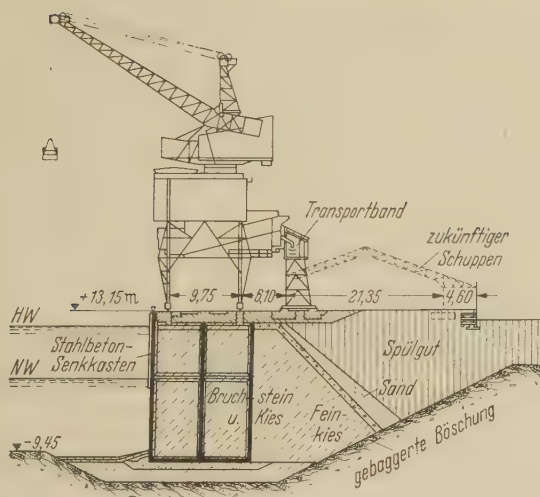


Abb. 5. Die Hafenmauer Kitimat.

Der Hafen ist im ersten Ausbau mit einem 230 m langen Kai ausgestattet, der für Seeschiffe hinreichenden Tiefgang besitzt. Er besteht aus nur drei Senkkasten von je 76,20 m Länge, 18,6 m Höhe und 13,7 m Breite, die nur zwei Querschottwände besitzen. Sie wurden in einer trockenen Baugrube liegend hergestellt und provisorisch abgedichtet. Nach Abbagern der zum Wasser gelegenen Baugrubenböschung wurden sie flott und zum Einbauplatz geschleppt, dort durch Füllung mit Kies aufgerichtet und abgesetzt. Nach einer Hinterfüllung mit Grobstein, deren Böschung mit Kies und Sandschichten belegt wurde, spülte man das Hintergelände auf (Abb. 5). Der Kai wird später die dreifache Länge erhalten, auf der ganzen Länge soll eine 22 m breite Lagerhalle entstehen. Die Kaiausrüstung mit Reibpfählen, Pollern, Kranen und Transportbändern vervollständigt das Bild von Beginn eines modernen, leistungsfähigen Hafens für die Einfuhr des Rohmaterials und die Ausfuhr der Aluminiumbarren.

Die neue Stadt Kitimat — bisher ein Rest einer indianischen Siedlung — liegt 6 km landeinwärts auf einer leichten Bodenerhebung, windabgewandt, und ist schon jetzt für eine Bevölkerung von 50 000 Menschen vorgeplant. [Nach Le Génie Civil 76 (1956) S. 225.]

Dr.-Ing. Ernst Bachus, Frankfurt a. M.-Nied.

Buchbesprechungen

DK 625.711.3 (43) : 016 (022)

Hafen, Präsident i. R. P.: Das Schrifttum über die deutschen Autobahnen (= Forschungsarbeiten aus dem Straßenwesen. Neue Folge, Band 19. Für die Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen e. V. herausgegeben von Dr.-Ing. E. Goerner). Veröffentlicht im Auftrage und mit Mitteln des Bundesministers für Verkehr, mit einem von dessen Abteilung Straßenbau bearbeiteten Kartenanhang und einem Titelbild. XXVIII, 881 S., Gr. 18 · 25,5 cm. Bonn/Hannover/Stuttgart: Ferd. Dümmlers Verlag 1956. Gzln. 47,— DM.

Die vorliegende Schrifttumsammlung, die bis zum Jahre 1953 reicht, umfaßt 5 Abschnitte, nämlich I. Entwurf, II. Bau, III. Verkehr und Betrieb, IV. Verwaltung, V. Schrifttum. Diese Abschnitte sind in insgesamt 66 Hauptkapitel und 661 Kapitel unterteilt. Das darin gesammelte Schrifttum ist chronologisch geordnet und jede aufgeführte Veröffentlichung durch eine kurze Inhaltsbeschreibung gekennzeichnet. Auf diese Weise findet der Nachschlagende sehr schnell die von ihm gesuchte Quelle, und darüber hinaus gewinnt er, sozusagen als Nebenprodukt, ohne Mühe ein grobes Bild über die Entwicklung der von ihm studierten Frage.

In dem Buch ist eine enorme Menge Material in übersichtlicher Weise bearbeitet. Jedem interessierten Fachmann kann diese Sammlung auf das allerbeste empfohlen werden.

A. Mehmel, Darmstadt.

DK 516 (075/076)

Groth, Werner, und Karl Manteuffel: Analytische Geometrie der Ebene. 205 S., Gr. DIN C 5, mit 145 vollständig ausgerechneten Beispielen, 347 Aufgaben mit Lösungen und 75 Abb. Leipzig: Fachbuchverlag, 1956. Hln. 13,80 DM.

In einfacher, leicht verständlicher Form werden die Anfangsgründe der analytischen Geometrie behandelt. Den verschiedenen Koordinatensystemen folgen die Darstellung von Punkt und Gerade. Den Hauptteil nehmen die Kegelschnitte ein. Eine Formelzusammenstellung bildet den Schluß. Zahlreiche, sehr ausführlich durchgerechnete Beispiele tragen zum Verständnis bei, und die vielen Aufgaben mit angegebenen Lösungen regen zur Eigenarbeit an. An Kenntnissen werden nur die der Elementarmathematik vorausgesetzt. Bei den Übungsaufgaben vermißt man Anwendungen aus den Gebieten der Naturwissenschaften und der Technik, die einerseits den praktischen Wert der Untersuchungen darlegen und andererseits den Stoff interessanter gestalten würden.

H. Müller, Bremen.

DK 624.07 + 624.023.85 (023) = 690

Dos Santos, Sydney M. G.: **As aplicações do método dos pesos de dilatação e rotação.** 71 S., Gr. 16 · 23 cm, mit 37 Abb. Rio de Janeiro 1947. —

As aplicações das cadeias cinemáticas no calculo das estruturas planas de hastes retas. 99 S., Gr. 16 · 23 cm, mit 95 Abb. Rio de Janeiro 1947. —

Estruturas hiperestáticas com solicitação de torsão. 70 S., Gr. 16 · 23 cm, mit 47 Abb. Rio de Janeiro 1950. —

Kippe ou flambagem transversal. 126 S., Gr. 16 · 23 cm, mit 42 Abb. Rio de Janeiro 1950.

Wenn auch etwas verspätet, seien die deutschen Leser auf 4 kleine Bücher aufmerksam gemacht, die Herr Prof. dos Santos von der Universität Rio de Janeiro herausgebracht hat.

Das erste hat die Anwendung der Methode der elastischen Gewichte auf Fachwerke, Stabzüge und Rahmen zum Thema. Das zweite behandelt die Anwendung von Verschiebungsplänen bei der Berechnung von ebenen Tragwerken aus geraden Stäben. Im dritten Buch sind statisch unbestimmte Tragwerke mit Torsionsbeanspruchung, ebene Tragwerke mit räumlicher Belastung und räumliche Tragwerke eingehend beleuchtet, während sich das vierte auf Kippen (seitliches Ausknicken) bezieht. Diese letzte Schrift enthält eine umfassende Darstellung des Kippens von geraden Stäben, von krummen Stäben und von einhäutigen Rahmen.

Alle 4 Bändchen gehen besonders auf die Grundlagen ein und verdienen deshalb auch bei deutschen Fachleuten gelesen zu werden. Sie werden Kennern der portugiesischen Sprache vielerlei Anregungen bieten können.

F. Schleicher, Dortmund.

DK 624.014.034 : 626/627 (023)

Köhler, Franz, Dipl.-Ing., München: **Konstruktive Grundzüge und praktische Erfahrungen beim Bau und Betrieb von Stahlwasserbauten.** VII, 135 S. Gr.-8°, mit 75 Abb. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer 1956. Kart. 13,20 DM.

Der Stahlwasserbau als Sondergebiet des Stahlbaues ist gekennzeichnet durch das Hinzutreten eines neuen Mediums, des Wassers, mit seinen oft merkwürdigen Kraftwirkungen. Es sind nicht nur rein statische Kräfte, die durch die Stahlkonstruktion aufzunehmen sind, sondern oftmals bestimmen gerade die dynamischen Belastungen die Konstruktionsart. Somit ist speziell die Erfahrung des Stahlwasserbaus für die Ausführung einer Konstruktion maßgebend. In dem vorliegenden Buch hat es der Verfasser in ausgezeichnete Weise verstanden, seine jahrzehntelangen Erfahrungen in übersichtlicher Form zusammenzufassen und damit einem größeren Kreis von Interessenten mitzuteilen. Das Verständnis wird durch zahlreiche Abbildungen sehr erleichtert. Das Buch kann jedem Ingenieur, gleich ob er im Technischen Büro oder draußen in der Praxis tätig ist, zum Studium wärmstens empfohlen werden.

G. Wickert, Dortmund.

DK 624.2/.8 + 625.7/.8 (433/434) „1945...“ (022)

Straßen und Brücken in den Ländern Baden-Württemberg, Bayern und Rheinland-Pfalz. Ein Überblick über die Leistungen seit dem Jahre 1945. Herausgegeben und bearbeitet: für Bayern von Herrn Ministerialrat L. Bruner, mit 38 Text- und 57 Bildseiten, für Baden-Württemberg von Herrn Ministerialrat A. Kistner mit 55 Text- und 92 Bildseiten, für Rheinland-Pfalz von den Herren Reg.-Baudirektor H. Klaas und Oberregierungs- und -baurat H. Schnecke, mit 11 Text- und 68 Bildseiten. Format DIN A 4. Adolf Widmann-Verlag München, 1956.

Wenn diese Leistungsschau über den Straßen- und Brückenbau seit Kriegsende auch in drei getrennten Büchern erschienen ist, so möge sie hier doch eine gemeinsame Besprechung finden, zumal die behandelten Aufgaben hinsichtlich Inhalt wie Gliederung im wesentlichen nur durch die regional bedingten Unterschiede der einzelnen Arbeitsgebiete voneinander abweichen.

Nach einem Überblick über die verkehrs-geographische Lage der drei Länder und über den Wandel der Organisation der Straßenbauverwaltungen im Wechsel der Zeiten gewinnt man durch Wort und Bild und durch die Statistik einen reichhaltigen Eindruck von dem Zustand der Straßen und dem Umfang der Zerstörung bei Kriegsende, wie auch von dem bisherigen Wiederaufbau und schließlich von dem noch notwendigen weiteren

Ausbau. Besonders imponierend ist Art und Umfang der Wiederherstellung der zerstörten Straßenbrücken. Mit in den einzelnen Ländern kaum voneinander abweichenden Prozentsätzen sind etwa 80 % aller zerstörten Brücken wieder endgültig hergestellt, 15 % durch Behelfsbauten ersetzt und nur 5 % noch nicht wieder aufgebaut.

Erstaunlich ist dabei die überragende Verwendung des Stahlbetons, der in den letzten Jahren des Berichtszeitraumes in seiner besonderen Eignung als Spannbeton auch bei weit gespannten Balkenbrücken den Stahl stark verdrängt hat, der nur noch als Tragwerk über breiten Flußläufen im Flachlande vorherrschend ist. Ausgeprägt ist auch das Streben nach künstlerisch schön gestalteten Bauwerken, die die Notwendigkeit, aber auch den Erfolg fruchtbarer Zusammenarbeit zwischen Ingenieur und Architekt bezeugen.

Die Berichte lassen aber weiter erkennen, daß die Fortschritte im Ausbau des eigentlichen Straßennetzes dagegen ausgesprochen unbefriedigend sind, trotzdem die Verkehrsleistung (Fahrzeug-km) beispielsweise in Baden-Württemberg seit 1936 bei gleichzeitig starkem Anwachsen der Verkehrsunfälle auf das Vier- bis Fünffache gestiegen ist. Die bisher verwendeten Straßenbaumittel, die vom Bund und den Ländern etwa mit je 38 % und von den Gemeinden mit den restlichen 24 % aufgebracht wurden, genügten nur, den Straßenzustand gegenüber dieser rasanten Zunahme des Verkehrs nicht weiter abfallen zu lassen.

Noch 1955 befanden sich etwa die Hälfte aller Bundes- und Landstraßen erster Ordnung in einem weniger als einem guten Zustande. Das deutsche Wirtschaftswunder hat im Straßenbau noch keinen Eingang gefunden. Um so berechtigter sind die in den drei Büchern dringend erhobenen Forderungen, den notwendigen und bis ins einzelne bereits vorprojektierten Ausbau unserer Straßen durch Bereitstellung der Mittel für einen langjährigen Zeitraum endlich kräftig in Angriff nehmen zu können.

Die Bücher schließen mit vielen Abbildungen von wiederhergestellten Brücken, neuen Rasthäusern und Tankstellen, von modernen Erdbaustellen und von dem Einbau der neuzeitlichen Fahrbahndecken in Beton und Bitumen, aber auch von kaum vorstellbaren Frostaufbrüchen, Verkehrsengepässen und verkehrsfährdeten Straßenstrecken. Zusammengefaßt sind sie ein Rechenschaftsbericht unserer verantwortlichen Straßenbauer über ihr unermüdliches und oft undankbares Bemühen, das unter einem stetig steigenden Verkehrsdruck überbeanspruchte Adernetz unserer Straßen wenigstens noch einigermaßen schlagkräftig zu erhalten und so die deutsche Volkswirtschaft vor schweren Kreislaufstörungen zu bewahren.

Dem Verlage Adolf Widmann gebührt Anerkennung für die außerordentlich gediegene Herausgabe dieser Bücher, die zweifellos aber auch durch die auffällige Bereitschaft der Baufirmen ermöglicht wurde, die durch zahlreiche Inserate Größe und Leistungsvermögen der deutschen Straßenbauindustrie bekunden.

H. Minetti, Wiesbaden.

DK 624.94/.95 (023)

Kollbrunner, C. F. und M. Baeschlin: **Neuzeitlicher Stahlhochbau** (= 1. Heft der neuen Stahlbau-Schriftenreihe). 138 S., Gr. 15,5 × 22,5 cm, mit zahlr. Abb. Erschienen im Verlag Schweizer Stahlbauverband, Zürich 39, Schanzengraben 25. Brosch.

Das vorliegende Heft eröffnete eine neue Schriftenreihe, welche für die Stahlbauweise werben soll. Die neue Reihe tritt neben die monatlich erscheinenden Stahlbau-Berichte, die schon im 11. Jahrgang herauskommen, die Mitteilungen der Technischen Kommission (bisher erschienen 14 Hefte der T. K. V. S. B.) und die internen Mitteilungen der Technischen Kommission. Das Heft enthält über 100 Photos von ausgeführten Stahlhochbauten aus 16 Ländern, und zwar Einzelheiten und Gesamtaufnahmen von Hallen, Kuppeln, Skelettbauten, Türmen, Behältern usw. Das Heft ist nicht nur geeignet, den Stahlbauern, sondern ebenso allen übrigen Bauingenieuren reiche Anregungen zu bieten.

F. Schleicher, Dortmund.

DK 69.057.02 : 691.328 : 061.3 (100) : (43-2.73)

Die Montagebauweise mit Stahlbetonfertigteilen und ihre aktuellen Probleme (= Intern. Kongreß 1954 an der Techn. Hochschule Dresden). Herausgegeben vom Rektor der Techn. Hochschule Dresden. 2. ber. Aufl., 332 S., Gr. DIN A 4, mit zahlr. Abb. Berlin: VEB Verlag Technik 1956, Ganzleiderin DM 18,—.

Das vorliegende Sammelwerk, entstanden unter Leitung des Herrn Prof. Lewicki, ist der Niederschlag der Referate, die

in Dresden auf dem Internationalen Kongreß für „Montagebau mit Stahlbetonfertigteilen“ gehalten wurden. Die Entwicklungen und der jeweilige Stand dieser Techniken in den verschiedenen Ländern ist in sehr aufschlußreicher Weise, unterstützt durch eindrucksvolle Bilder, wiedergegeben.

Theoretische Probleme wurden nur in einigen Referaten gestreift. Der Schwerpunkt der Arbeit liegt auf dem Gebiete der ausführenden Praxis und der Wirtschaftlichkeit, also zusammengefaßt auf der Rationalisierung des Bauens. Es wird als angenehm empfunden, daß auch die Diskussionsbeiträge dem jeweiligen Referat angeschlossen sind, so daß der Leser ein eindrucksvolles Bild von dem gedanklichen Aufbau und dem Für und Wider der hier mitgeteilten Überlegungen erhält. Besondere Beachtung verdienen auch die Beiträge über Schalen und Faltwerke aus Stahlbetonfertigteilen.

Die behandelten Hauptgebiete sind der Wohnungsbau und der Industriebau in weit gefaßtem Sinne mit all den Einzelheiten, die dem Bauschaffenden oft Sorge bereitet haben, z. B. die Verbindung von Fertigbetonteilen.

Es ist sehr zu begrüßen, daß hier die in vielen Fachzeitschriften und Arbeiten verstreut mitgeteilten Erkenntnisse und Erfahrungen gesammelt und kritisch nebeneinandergestellt sind, so daß Architekt und Ingenieur aus dieser Arbeit großen Nutzen ziehen können. So ist diese Arbeit als ein lehrreicher Beitrag zur Montagebauweise zu werten und daher denen, die sich mit dieser Frage zu beschäftigen haben, zum Studium sehr zu empfehlen.

K. Hirschfeld, Aachen.

DK 691.144.8 : 667.188 (023)

Rick, Dr. Anton W., Remagen: Dachpappen. 210 S., Gr. DIN B 5, mit 42 Abb. Heidelberg: Straßenbau, Chemie und Technik Verlagsgesellschaft mbH. 1956. Ln. DM 28,—.

In seiner Einleitung beschreibt der Verfasser, wie durch „die Verwertung des Wertlosen“ die Dachpappe in ihrer heutigen Form entstand, ihre Einteilung und Eigenschaften sowie die Normenvorschriften auf diesem Gebiete in den einzelnen Ländern.

Sehr eingehend werden im ersten Kapitel die Dachpappen-Rohstoffe behandelt: die verschiedenen Tränk- u. Deckmittel, deren Gewinnung und inneren Aufbau sowie Füllstoffe, Streumittel und Hilfsstoffe. In dem Abschnitt über die Dachpappenherstellung wird eine ausführliche Schilderung der verschiedenen Herstellungsverfahren gegeben.

Für den Bauingenieur besonders interessant dürfte jedoch der zweite Teil des Buches sein, in dem über die Dachpappenverarbeitung, die verschiedensten Eindeckungsformen und Abdichtungen an Hand von übersichtlichen Skizzen und praktischen Beispielen berichtet wird. Daneben wurde noch ein Verzeichnis der am häufigsten auftretenden Fehler bei der Verarbeitung und Pflege der Dachpappen, ihre Ursache und Abhilfe eingeflochten. Bevor am Schluß des Buches auf die Prüfung von Dachpappen, Roh- und Hilfsstoffen eingegangen wird, sind noch Abdichtungsprobleme und Berechnungen von Wasserdampfwanderungen besprochen, welche einen sehr guten Überblick über die Verhältnisse und Ausmaße der Wasserdampfdiffusion vermitteln.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß das Buch demjenigen gute Dienste erweisen wird, der sich mit dieser Materie eingehender befassen will. Möge das Buch „Dachpappen“ von A. W. Rick einen großen Leserkreis finden!

Th. Kristen, Braunschweig.

DK 624.94/.95 : 061.3 (43-2.3) „1956“ (023)

Stahlbau-Tagung am 17. und 18. Mai 1956 in Köln (= Veröffentlichungen des Deutschen Stahlbau-Verbandes, Heft 11). Vorträge. 88 S., Gr. 17,5 · 24 cm, mit zahlr. Abb. Köln: Stahlbau-Verlags GmbH. 1956. Brosch. DM 9,60.

Der bisherigen Gepflogenheit entsprechend hat der D. St. V. auch die auf der Stahlbau-Tagung 1956 gehaltenen Vorträge in einem besonderen Heft zusammengefaßt. Nicht nur die Teilnehmer der Tagung werden dieses Heft gern zur Hand nehmen, sondern darüber hinaus werden allen am Stahlbau Beteiligten diese Vorträge, die neben allgemeinen und aktuellen Fragen auch einen Einblick in wissenschaftliche Forschungsgebiete des Stahlbaues vermitteln, von Interesse sein.

R. Barbré, Braunschweig.

DK 624.27.014.25 : 625.183.2 (023)

Eckstein, Karl, Prüflingenieur für Statik bei der Bundesbahndirektion Frankfurt/M.: Schulbeispiel Geschweißte Eisenbahnblechträgerbrücke, eingleisig, mit geschlossener Fahrbahn. 58 S., Gr. DIN A 5, mit 51 Abb. Als Manuskript gedruckt (photomechanischer Umdruck). Frankfurt/M.: Dr. A. Tetzlaff-Verlag. 1956. Kart. DM 3,20.

Es ist zu begrüßen, daß der Festigkeitsnachweis für die wesentlichen Bauteile einer einfachen Eisenbahnbrücke — jedoch ohne Lager — in übersichtlicher Form nach den neuesten Vorschriften als gedrucktes Manuskript veröffentlicht ist. Besondere Erwähnung verdient die Untersuchung der Fahrbahnplatte (ebenes Blech über Längsrippen und Querträgern), bei welcher die Vorläufigen Bestimmungen der Deutschen Bundesbahn über die Berechnung geschlossener Fahrbahnplatten unter Berücksichtigung der lastverteilenden Wirkung des Oberbaues auf Eisenbahnbrücken angewendet wurden.

Für die Elemente des Fahrbahnbleches, die gleichzeitig in beiden Hauptrichtungen durch Normalspannungen beansprucht werden, wäre an Stelle der Spannungssummierung nach dem Kräfteparallelogramm besser die Vergleichsspannung nachzuweisen.

R. Barbré, Braunschweig.

DK 624.07 : 539.414 (023)

Wansleben, Dr.-Ing. E. h. Fritz: Die Theorie der Drillfestigkeit von Stahlbauteilen mit Anwendungsbeispielen (= Forschungshefte aus dem Gebiete des Stahlbaues Heft 11). Herausgegeben vom Deutschen Stahlbau-Verband, Köln. Schriftleitung: Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. K. Klöppel, Techn. Hochschule Darmstadt. 52 S., Gr. 20 · 28 cm, mit 37 Abb. Köln: Stahlbau-Verlags-GmbH. 1956. Brosch. DM 13,50.

Die heute vielfach bevorzugte Verwendung raumsteifer Tragwerke setzt die Kenntnis der Theorie über die Drillfestigkeit dünnwandiger Konstruktionen mit geschlossenem und offenem Querschnitt voraus. Die vorliegende Schrift vermittelt im Zusammenhang die allgemeine Theorie und deren praktische Anwendung auf den Stahlbau. Gegenüber einer ersten Darstellung dieses Gegenstandes aus der Feder des Verfassers [s. Buchbesprechung Bauingenieur 25 (1950) S. 111] ist das vorliegende Forschungsheft nicht unwesentlich — z. T. durch eigene Untersuchungen des Verfassers — erweitert. Es umfaßt die gleichmäßige Drillung und die behinderte Querschnittsverwölbung sowohl für gerade als auch für einfach gekrumme Stäbe und schließt eine Reihe von Sonderfällen ein (Stäbe mit wechselndem bzw. stetig veränderlichem Querschnitt sowie Stäbe mit Fachwerkwänden). Für die praktische Anwendung sind allgemeine Angaben über gerade und gekrümmte Abschnitte des Querschnitts sowie Anwendungsbeispiele von Nutzen.

Das Studium des Forschungsheftes kann jedem Statiker, der mit drillbeanspruchten Konstruktionen zu tun hat, bestens empfohlen werden.

R. Barbré, Braunschweig.

DK 624/628 (047.1 : 022) = 4

Université de Liège: Bulletin du Centre D'Etudes de Recherches et D'Essais Scientifiques des Constructions du Génie Civil et D'Hydraulique Fluviale. Herausgeber: F. Campus, Professeur à l'Université de Liège. Redaktion: Ch. Massonnet, Professeur à l'Université de Liège. Tome VII, 1955. 511 S., Gr. 15,5 · 24 cm, mit zahlr. Abb. u. Tab.

Diese stattlichen Bände des Bulletins, deren erster 1940 erschienen ist, geben nicht nur einen schönen Überblick über die Forschungsarbeiten des „Instituts für Bauingenieurwesen“ an der Universität Lüttich, sondern sie enthalten auch eine Reihe von sehr bemerkenswerten Aufsätzen.

Der vorliegende 7. Band bietet z. B. folgende Aufsätze: N. Dehousse: Über die Theorie der Zylinderschalen mit Kreisquerschnitt (Umfang 116 S.) und F. Campus und Ch. Massonnet: Über Knickversuche mit I-Stäben aus St 37. Versuche über plastische Biegung bei Belastung durch exzentrischen Druck und Torsion (Umfang 220 S.). Die Ergebnisse dieser Knickversuche werden mit Formeln verglichen, die für die Dimensionierung im plastischen Bereich vorgeschlagen wurden. Weiter enthält der Band einen Bericht mehrerer Verfasser über die Autobahn Brüssel—Ostende, sowie einen Aufsatz R. Gibrat über Gezeitenkraftwerke.

Das Studium des Bandes ist besonders den an Knickfragen interessierten Fachleuten warm zu empfehlen.

F. Schleicher, Dortmund.

Neuere ausländische Lehrbücher. Vorbemerkung: Die Lehrbücher des Auslandes auf dem Gebiete des Bauingenieurwesens sind, vor allem soweit sie erst nach dem 2. Weltkrieg erschienen sind, im deutschen Sprachkreis verhältnismäßig wenig bekannt. Bei der Durchsicht der ausländischen Lehrbuchliteratur wird es den deutschen Lesern in vielen Fällen auffallen, daß sich die technischen Wissenschaften bei uns und im Ausland durchaus nicht immer parallel entwickelt haben. Man kann bei den ausländischen Fachkollegen teilweise doch recht erheblich abweichende Ansichten und Arbeitsweisen antreffen. In den betreffenden Büchern ist jedenfalls sehr vieles zu finden, was in der deutschen Literatur noch wenig oder gar nicht bekannt ist. Hinweise auf bemerkenswerte Bücher dürften bei dieser Sachlage für viele Leser des BAUINGENIEUR erwünscht sein. Ein systematischer Überblick ist zwar aus verschiedenen Gründen nicht möglich. In den nächsten Heften des Bauingenieur sollen jedoch eine Reihe von Büchern besprochen werden, die — mehr oder weniger zufällig, meist durch ausländische Freunde — in meine Hände kamen.

Die folgende Gruppe bezieht sich auf vier Lehrbuchbände in italienischer Sprache, die der ord. Professor für Baukonstruktionen an der Universität Pisa, L. F. Donato, veröffentlicht hat.

Donato, L. F.: Lezioni di Scienza delle costruzioni (Vorlesungen über Festigkeitslehre und Baustatik).

DK 624.04 : 539.4 (075) = 51

1. Teil: Elementi di teoria dell'elasticità, Resistenza dei materiali. 3. Aufl., 282 S., Gr. 20 · 27 cm, mit 30 Abb. Pisa: Editore Colombo Cursi, 1955. Brosch.

DK 624.04.07 (075) = 51

2. Teil: Teoria delle travi, Calcolo dei sistemi elastici. 3. Aufl. 290 S., Gr. 20 · 27 cm, mit 211 Abb. Pisa, 1956. Brosch.

Der erste Teil dieser Vorlesungen über Festigkeitslehre und Baustatik enthält die Grundlagen der Elastizitätstheorie und der Festigkeitslehre. Nach den Spannungen und Verformungen wird das elastische Potential ausführlich besprochen. Die weiteren Kapitel behandeln die einfache Biegung, Torsion, die zusammengesetzte Biegung, außermittige Normalkräfte und andere zusammengesetzte Belastungen, sowie die Werkstoffprüfung. Ein kurzes Schlußkapitel ist den Hypothesen über die Höhe der Anstrengung gewidmet.

Der zweite Teil enthält die elementare Baustatik (Tragwerke und Berechnung der elastischen Systeme), die Behandlung der geraden und krummen Stäbe, Biegung, die Anwendung der energetischen Methoden auf die Bestimmung der Formänderungen von Tragwerken, die Elastizitätsellipse und die Einflußlinien, während das Schlußkapitel sich auf die elastische Stabilität bezieht.

Donato, L. F.: Lezioni di costruzioni (= Vorlesungen über Baukonstruktionen).

DK 624.07.014 (075) = 51

2. Teil: Costruzioni metalliche. 2. Aufl., 317 S., Größe 20 · 27 cm, mit 336 Abb. Pisa: Editore Colombo Cursi, 1956. Brosch.

DK 666.982 : 624.012.45 (075) = 51

3. Teil; Band I: Cemento armato. 2. Aufl., 483 S., Gr. 20 · 27 cm, mit 279 Abb. und 30 Tab. Pisa: Editore Colombo Cursi fu Giuseppe, 1954. Brosch.

Von diesen Vorlesungen über Baukonstruktionen liegen mir vor:

Der zweite Teil, Konstruktionen aus Metallen, der Werkstoffe und Belastungen behandelt die zulässigen Spannungen, Verbindungen, Vollwandbalken und Fachwerke, Schweißung, Bogentragwerke und Rahmen, Stützung und Anschlüsse.

Der dritte Teil, Band I, Stahlbeton, enthält die Technologie des Betons: Zusammensetzung, Eigenschaften, Bewehrung, Schalung, Betonherstellung und Angriffe auf Beton. Weiter werden besprochen die Statik der Stahlbetonkonstruktionen, Spannungsnachweis und Bemessung für Normalkraft, Biegung, exzentrische Biegung, Belastung mit großer Exzentrizität, das Kriechen und Fließen sowie die Torsion.

Es ist hier nicht möglich, näher auf Einzelheiten einzugehen. Jeder Fachmann, der der italienischen Sprache auch nur einigermaßen mächtig ist, wird den obigen vier Bänden vielerlei wertvolle Anregungen entnehmen können. Es kann ihre Lektüre daher nur angelegentlich empfohlen werden.

F. Schleicher, Dortmund.

DK 624.012.45 : 666.982.2 (07) = 51

Politecnico di Milano. **Rendiconti e Pubblicazioni** del Corso di Perfezionamento per le Costruzioni in Cemento

Armato (= Fortbildungskurse für Stahlbetonkonstruktionen). Fondazione Fratelli Pesenti. Gr. 17,5 · 25 cm. Libreria Editrice Politecnica Cesare Tamburini, Milano.

Mit Unterstützung einer Stiftung der Gebr. Pesenti finden am Politecnico di Milano seit mehr als 25 Jahren Kurse zur Fortbildung auf dem Gebiete des Stahlbetonbaues statt. Die Leitung dieser Fortbildungskurse besorgt Prof. Luigi Stabili. Seit 1949 werden die dabei gehaltenen Ansprachen und Vorträge in den „Rendiconti e Pubblicazioni“ veröffentlicht, von denen nunmehr sechs Bände vorliegen. Der Band I, erschienen 1952, Umfang 102 S., enthält Ansprachen sowie die Vorträge von G. Albenga, O. Belluzzi und A. Danusso. Band II, 2. Aufl. 1953, Umfang 111 S., L. Stabili: Einführung in die Theorie der Stabilität des elastischen Gleichgewichts. Band III (1954), 163 S., Vorträge zur Theorie und Praxis des Stahlbetons von Y. Guyon, A. G. Bolocan, G. Fabbri Colabich, G. Stellingwerff, G. Rinaldi und P. Pozzati. Band IV (1954), 207 S., Vorträge von R. L'Hermite, P. Pozzati, P. Periani, M. Roš, F. Stüssi, P. Locatelli und G. Nicolosi. Band V (1954), 272 S., Vorträge von J. Olivier, F. Campus, C. Parovopassu, E. Torvoja und F. Germano. Band VI (1955), 127 S., Stahlbeton-Konstruktionen in Theorie und Praxis, mit Beiträgen von G. Colonetti, K. Hajnal-Könyi, P. Lardy, G. Evangelisti und G. Supino.

Der deutschen Fachwelt seien die „Rendiconti e Pubblicazioni“ als Quelle für vielerlei und wertvolle Aufschlüsse empfohlen. Für die Qualität des reichhaltigen Inhaltes bürgen die oben angeführten Namen der Mitarbeiter.

F. Schleicher, Dortmund.

DK 626/628 (022)

Mutschmann, Oberreg.- und -baurat Dipl.-Ing. Johann, und Oberreg.- und -baurat Dipl.-Ing. Fritz Stimmelmayer: Taschenbuch der Wasserversorgung. XLIII, 686 S., Gr. DIN A 6, mit zahlr. Abb. Stuttgart: Franckh'sche Verlags-handlung. Geb. DM 29,50.

In einem kleinen, handlichen Taschenbuch sind all die Gebiete behandelt worden, die im praktischen Wasserversorgungswesen vorkommen. Nach einem allgemeinen Teil mit Abschnitten aus der Mathematik, Statik und Vermessungswesen werden im Hauptteil Fragen der Technik der Wasserversorgung erläutert und gelöst. Ein weiterer Buchteil ist dem Bau und Betrieb von Wasserversorgungsanlagen gewidmet. Eine Zusammenfassung der Vorschriften und der das Gebiet behandelnden Literatur vervollständigt dieses mit zahlreichen guten Abbildungen und Tabellen versehene Taschenbuch, das sowohl im Büro als auch draußen auf der Baustelle seine Interessenten finden wird.

G. Wickert, Dortmund.

DK 656.7 : 629.135.423 : 625.712.65 (047.1)

Hubschrauberverkehr. Technische und wirtschaftliche Voraussetzung (= Forschungsergebnisse des Verkehrswissenschaftlichen Instituts an der Techn. Hochschule Stuttgart, Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. W. Lambert, Heft 17). IV, 60 S., 4°, mit 45 Abb. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer 1956. Geh. 12,— DM.

Das letzte Werk von C. Pirath, das er selbst nicht mehr abschließen konnte, wurde von seinem Nachfolger nunmehr der Öffentlichkeit übergeben. Es ist zu begrüßen, daß in einer Zeit, in der sich die Grenzen der erdgebundenen Verkehrsmittel im Nah- und Bezirksverkehr durch die Raumnot deutlich abzeichnen, dem Hubschrauberproblem sorgfältige wissenschaftliche Forschungen gewidmet wurden, besonders deshalb, weil das Auftreten eines neuen Verkehrsmittels oft Anlaß zu überlosen Spekulationen gibt.

Im ersten Teil des Heftes werden die Voraussetzungen und Möglichkeiten des Hubschrauberverkehrs, der im Zuge seiner Entwicklung begonnen hat, in das Stadium gewisser Betriebsreife zu treten, untersucht und die Ergebnisse nach den Gesichtspunkten von Sicherheit, Leistungsfähigkeit und Wirtschaftlichkeit beurteilt.

Gegenüber dem Starflügel weist der Hubschrauber nach dem heutigen Stand der Konstruktion hoffnungsvolle Flugeigenschaften auf, die durch seine Manövrierfähigkeit bei Start und Landung geboten sind. Hinsichtlich Leistungsfähigkeit und Schnelligkeit gegenüber den anderen Verkehrsmitteln werden in vorliegendem Forschungsbericht aufschlußreiche Vorsprungskurven bekanntgegeben, aus denen sich durch Zeitvergleich gewisse Einsatzgrenzen des Hubschraubers festlegen lassen. Seine Wirtschaftlichkeit ist im wesentlichen Funktion der Tragfähigkeit. Die Selbstkosten, die je angebotenes Platzkilometer beim 40-Platz-Hubschrauber mit 25,3 Pf. jedoch noch

fast 3mal so hoch wie beim Starrflügler-Mittelwert liegen, ließen sich durch eine gute Auslastung noch absenken. Bei der Untersuchung des Verkehrsbedürfnisses kommt die Studie zu dem Ergebnis, daß sich nur wenige Strecken mit einer im Vergleich zur Eisenbahn angemessenen Häufigkeit über den Tag verteilter Fluggelegenheiten für den Hubschrauberdienst eignen, daß dieser aber zur Befriedigung bestimmter Bedürfnisse im Personenverkehr — insbesondere im Bereich von etwa 100 bis 300 km Entfernung — beizutragen vermag. Für diese Fälle werden die verschiedenen Subventionsmöglichkeiten durch die öffentliche Hand behandelt. Da dem Hubschrauber ein seinem Charakter nach abgegrenztes Arbeitsfeld zukommt, wird er die vorhandenen Verkehrsmittel kaum wesentlich ablösen können.

Wendet sich der erste Teil der Veröffentlichung im wesentlichen an den Verkehringenieur, so wird im zweiten Teil insbesondere der Bauingenieur angesprochen. Dr.-Ing. C. Gerlach behandelt hier die Raumlage und Gestaltung von Hubschrauberflughäfen. Die an Hand überwiegend ausländischer Erfahrungen bearbeiteten Kapitel über Tragfähigkeit, Konstruktion und Kosten von Start- und Landeflächen dürften wertvolle Unterlagen für Planung und Ausführung künftiger Hubschrauberflughäfen liefern. H. Nebelung, Aachen.

DK 624.94/.95 + 624.016.7 (022) = 3 + 4

Bauen in Stahl. Herausgegeben vom Schweizer Stahlbauverband. 374 S., Gr. DIN A4, mit zahlr. Abb. Zürich: Verlag Schweizer Stahlbauverband, 1956. Gzln. 29,— sfr. Der Text ist zweisprachig (deutsch und französisch).

Das Vorwort schreibt über die Entstehung dieses Buches: „Da wir wissen, daß Jubiläumsschriften meist nur durchblättert oder diagonal gelesen in den Büchergestellen verstauben, hat der Schweizer Stahlbauverband beschlossen, zum Jubiläum seines fünfzigjährigen Bestehens auf die Herausgabe einer solchen Publikation zu verzichten, um dafür allen Bauherren, Architekten und Ingenieuren eine Anleitung in die Hand zu geben, wie in Stahl gebaut werden kann und soll.“

Die Kommission für Konstruktionsblätter und Zeichnungsnormen der Technischen Kommission des Schweizer Stahlbauverbandes zeigt mit der vorliegenden Veröffentlichung, wie Hallen, Stockwerkbauten, Treppen und Vordächer nach dem heutigen Stand der Technik neuzeitlich, ästhetisch, wirtschaftlich und statisch einwandfrei in Stahl ausgeführt werden. Dabei beschränkt sich diese Zusammenstellung bewußt auf den Stahlhochbau...

Die Konstruktionen sind nach 3 Gruppen geordnet: Hallen, Stockwerkbauten sowie Vordächer und Treppen. Außer Photos und Schnitten sind jeweils auch die konstruktiven Einzelheiten der wesentlichen Punkte wiedergegeben. Angeführt sind weiter die verwendeten Baustoffe und die Bauzeiten, der Stahlverbrauch bezogen auf die Grundfläche bzw. den umbauten Raum, sowie die Wärmedurchgangszahlen.

Besonders beachtenswert sind die Beispiele aus dem Gebiete des Stahlskelettbaues, welcher sich bekanntlich derzeit in einem Übergangsstadium befindet. Diese wertvolle „Jubiläumsausgabe“ mit den vielen sorgfältigen Darstellungen von allen wichtigen Einzelheiten von Decken, Wänden und Wandverkleidungen wird von allen Interessenten ganz besonders freudig begrüßt werden. Der Schweizer Stahlbauverband hat mit diesem Band einen weiteren, großen Beitrag geleistet zur

praktisch-konstruktiven Weiterentwicklung des Stahlbaues. Der auf mustergültige Weise ausgestattete Band gehört in die Hände aller Bauingenieure und Architekten, die mit Stahlhochbauten zu tun haben.

F. Schleicher, Dortmund.

Neuerscheinungen

(Ausführliche Besprechungen sind wegen Raummangels nicht möglich).

DK 69.057.6.001.3 (023)

Hasenjäger, Dr.-Ing. S., Reg.-Baudirektor, Düsseldorf-Gerresheim, Ministerialrat, und Dr.-Ing. W. **Weißwange,** Berlin-Schlachten-see: **Gerüstordnung und Gerüstbau.** Die technischen Baubestimmungen für die Bauarten und die Verwendung der Gerüste mit einer Zusammenstellung der allgemeinen Zulassungen für Schalungen, Gerüste und Zubehör. 2. Aufl. des Sonderdrucks aus der Loseblattsammlung der Technischen Baubestimmungen. 94 S., Gr. DIN A5, mit zahlr. Abb. Köln-Braunsfeld: Verlagsgesellschaft Rudolf Müller 1957. Kart. 5,80 DM.

DK 691.88.001/.002 (023)

Deutscher Ausschuß für Stahlbau: Vorläufige Richtlinien für die Berechnung, Ausführung und bauliche Durchbildung von gleitfesten Schraubenverbindungen (HV-Verbindungen) für stählerne Ingenieur- und Hochbauten, Brücken und Krane. 19 S., Gr. DIN A5. Köln: Stahlbau-Verlags-GmbH. 1956. Brosch. 2,— DM.

DK 626/627 (047.1 : 023)

Mitteilungen der Hannoverschen Versuchsanstalt für Grundbau und Wasserbau, Franzius-Institut der Techn. Hochschule Hannover (= photomechanischer Schreibmaschinen- und Druck). Heft 9. 221 S., Gr. DIN A5, mit zahlr. Abb. Erschienen im Eigenverlag der Hannoverschen Versuchsanstalt für Grundbau und Wasserbau, Franzius-Institut der Techn. Hochschule Hannover 1956. Das Heft enthält die folgenden Beiträge: H. **Laucht,** Zustand und Entwicklungsmöglichkeiten des Hamburger Stromspaltungsgebietes der Elbe. — E. **Natermann, Fischers** Verfahren zur Aufschlüsselung des regionalen Wasserhaushaltes im Lichte neueren Wissens. — H. **Simons,** Bodenmechanische Untersuchungen an den Emsdeichen zwischen Papenburg und Leer. — Zweite Zusammenstellung der wasserbaulichen Modellversuche, die in der Hannoverschen Versuchsanstalt für Grundbau und Wasserbau, Franzius-Institut der Technischen Hochschule Hannover, durchgeführt worden sind. — Mitgliederverzeichnis der Gesellschaft der Förderer des Franzius-Instituts E.V. nach dem Stande vom 1.11.1956. — Anhang: E. **Schiemann,** Bericht über die Auslands-Exkursion des Lehrstuhles für Grundbau und Wasserbau der Technischen Hochschule Hannover im Sommer 1956.

DK 534.83 : 699.844 (054-02)

Lärmbekämpfung. Eine zweimonatlich erscheinende technisch-wissenschaftliche Zeitschrift zur Bekämpfung des Verkehrs- und Betriebslärms, für Schallschutz im Bauwesen. Zeitschrift für medizinische und juristische Fragen der Lärmbekämpfung. Herausgeber: Dr.-Ing. habil. Dr. rer. techn. W. **Zeller,** Stuttgart. Gr. DIN A4. Baden-Baden: Verlag für angewandte Wissenschaften GmbH.

DK 693.5 : 624.042 : 539.4.012.1 (041 : 023)

Whitney, Charles S. und Edward Cohen : **Guide for Ultimate Strength Design of Reinforced Concrete** (= Sonderdruck aus Journ. Amer. Concr. Inst. 28 (1956) No. 5, Nov. 1956). 36 S., Gr. 15 x 23 cm, mit 9 Abb. und 15 Tab. Preis 75 cents. Zu beziehen durch American Concrete Institute, P. O. Box 4754, Redford Station, Detroit 19, Michigan (USA).

Verschiedenes

DK 92 Buntru : 626/627

A. Buntru 70 Jahre alt

Am 15. Januar 1957 vollendete Prof. Dr.-Ing. habil. Alfred Buntru, Aachen, sein 70. Lebensjahr. Er wurde 1887 in Schlagenten (Baden) geboren und nahm nach bestandenen Abitur das Studium des Bauingenieurwesens an der Technischen Hochschule Karlsruhe auf, das er 1910 mit der Diplomprüfung beendete. Nach der Ausbildung bei der badischen Wasser- und Eisenbahnbauverwaltung und bei der Bauverwaltung zur Erweiterung des Kaiser-Wilhelm-Kanals legte B. 1914 die Regierungsbaumeisterprüfung ab. Eine Assistententätigkeit am Lehrstuhl für Wasserbau der Technischen Hochschule Karlsruhe schloß sich an. Der durch die Teilnahme am ersten Weltkrieg, den B. als Oberleutnant bei einem Feldartillerieregiment mitmachte, unterbrochene Berufsweg fand seine Fortsetzung mit einer erneuten Assistententätigkeit am Lehrstuhl für Städtebau und städtischen Tiefbau in Karlsruhe. In dieser

Zeit promovierte B. mit einer Dissertation über „Den Einfluß der Wasserdampfspannungen in der Atmosphäre und im Boden auf die Grundwasserbildung“ und 1922 habilitierte er sich als Privatdozent für Wohnungs- und Siedlungshygiene.

Von 1922 bis 1926 war Buntru als Regierungsbaurat beim Ausbau der Wasserkraftanlagen und der Wasserstraßen im Bereich der badischen Wasser- und Straßenbauverwaltung tätig, wo er 1926 die erste Berufung als Professor an die Tungchi Hochschule in Shanghai-Woosung erhielt. Schon 1927 aber folgte er einem Ruf als Ordinarius für Städtischen Tiefbau und Straßenbau an die Deutsche Technische Hochschule in Prag. Von 1936 bis 1940 hatte B. ein Ordinariat an der Technischen Hochschule in Aachen inne. 1940 kehrte B. wieder nach Prag als Rektor an die Deutsche Technische Hochschule zurück und erhielt gleichzeitig die ehrenvolle Aufgabe, die beiden anderen deutschen Hochschulen in Prag als Rektor zu betreten. Mit dem Zusammenbruch der traditionsreichen deut-

schen Kulturstätten in Prag fand auch seine dortige Tätigkeit ihr Ende. Erst 1951 konnte B. seine wissenschaftliche Arbeit als Ordinarius für Gewässerkunde und gewerblichen Wasserbau an der Rhein.-Westf. Hochschule Aachen wieder aufnehmen.



der Klärung von Grundwasserfragen und Fließvorgängen u. a. m. hervorgetreten.

Neben seinen Veröffentlichungen in den hydrologischen Jahrbüchern des Landes Baden und seiner Habilitationsschrift über „Die Besonnungsverhältnisse in den Städten“ ist Buntru in seinem Wirkungsbereich in der Tschechoslowakei mit zahlreichen Ausführungsentwürfen für städtische Entwässerungsanlagen z. B. in Prag, Brünn, Reichenberg usw. und im Aachener Raum mit Entwürfen zu Talsperrenbauten, Be- und Entwässerungsanlagen, mit

Buntru hat das Glück gehabt, vor seiner Emeritierung den großen Plan seines Lebens, ein modernes Wasserbauinstitut an der Aachener Hochschule ins Leben zu rufen, dank seiner großen Initiative noch verwirklichen können. Die westdeutsche Wasserwirtschaft dankt diesem Institut manche wertvollen wissenschaftlichen Anregungen schon in der kurzen Zeit des Bestehens.

Tausenden von dankbaren Schülern hat Buntru nicht nur sein reiches Wissen vermittelt, sondern sie auch als echter akademischer Lehrer menschlich geführt, weil er es bis in diese Tage verstanden hat, mit den Jungen jung zu sein und für ihre Nöte Verständnis zu haben. Im Freundes- und Kollegenkreis, als aufrechter Kämpfer und stets hilfsbereiter Mitarbeiter hochgeschätzt, tritt der Jubilar über die Schwelle des 7. Jahrzehntes. Alle, die ihn kennen, können nur wünschen, daß ihm seine wunderbare Frische im Leben und bei der Arbeit noch recht lange erhalten bleiben mögen.

G. Garbotz, Aachen.

DK 64 + 72 : 008 : 061.43 (43-2.53)

sparen — bauen — wohnen

In der Zeit vom 10. bis 21. Mai 1957 findet in Karlsruhe die Ausstellung „sparen — bauen — wohnen“ statt. In den Ausstellungshallen und auf dem Freigelände soll das Beste auf dem Gebiete der Technik in Bau- und Wohnkultur gezeigt werden, sowohl in der Anwendung wie in der Verwendung. Auskunft und Beratung durch die Ausstellungsleitung, Karlsruhe, Kaiserallee 30, Tel. 5 38 55.

Mitteilungen aus der Industrie

In diese Spalte werden kurze Mitteilungen von Bauwirtschaft und Industrie aufgenommen, die sich auf das Arbeitsgebiet der Zeitschrift beziehen. Der Inhalt muß ausgeführte Neuheiten behandeln. Der Umfang der Manuskripte darf, einschl. eines etwaigen Bildes, höchstens 50 Schreibmaschinenzeilen betragen. Für den Inhalt ist der Einsender verantwortlich. Die Auswahl des zu veröffentlichenden Materials behält sich der BAUINGENIEUR vor.

Eine deutsche Dampfkesselkonstruktion bewährt sich beim Winterbau in Schweden

Schweden baut vom Süden bis zum hohen Norden im Winter größtenteils durch. Viele Firmen hatten dadurch Gelegenheit, in den letzten Jahren Winterbau-Aggregate zu entwickeln. Warmluft, Warmwasser und Dampf sind auf einer Winterbaustelle unent-

Sommerbau fast keine zusätzlichen Investitionen — außer Kessel und Leitungen — notwendig sind. Man vgl. das untenstehende Schema.

Die besondere Bedeutung des Dampfkessels für den Winterbau besteht in der Betonhärtung. Man vgl. z. B. das bekannte Diagramm nach Lewicki.

Beton frisch ausgetrichen, ca. 8 Stunden mit Dampf behandelt, hat bereits Ausschlagshärte. Die Betonhärtung wird für die Zukunft mehr und mehr an Bedeutung gewinnen. Die Firma Koch & Reitz GmbH. in Hannover hat entsprechende Erfahrungen in Schweden und auf deutschen Forschungsbaustellen gesammelt. Ein entsprechendes Winterbaugerät, wie oben beschrieben, wird seit Jahren nach Schweden geliefert. Ein ausführlicher Bericht steht jedem Interessenten zur Verfügung.

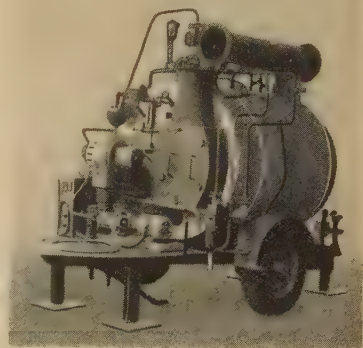


Abb. 2.

Obering. H. Woldach i. Fa. Koch & Reitz GmbH, Hannover.

Der elektrische Händetrockner FRECO

hat im Laufe der 25 Jahre seines Bestehens grundlegende Wandlungen durchgemacht und ist in seiner jetzigen neuen, modernen Form und Konstruktion höchst rationell, einfach in der Handhabung und hygienisch vorbildlich. Je nach den örtlichen Verhältnissen wählt man einen Fuß- oder Handschalter, der automatisch nach der Trocknung abschaltet, aber auch von Hand ohne Schaden betätigt werden kann.

Die charakteristische Wärmekammer des FRECO, in die man die Hände hält, konzentriert den warmen Luftstrom intensiv auf seinen eigentlichen Zweck, verkürzt die Trockenzeit und erspart elektrischen Strom, so daß man insgesamt mit nur 1000 Watt völlig auskommt. Zudem verhindert die Wärmekammer das Abtropfen von Wasser auf Schuhe und Kleidung. Verwendung von Isoliermaterial für das Motorgehäuse und den Turbinenflügel gewährleistet absolute elektrische Sicherheit. Der äußere Mantel besteht aus Aluminium und Kupfer, so daß das Gerät auch für feuchte Räume und für die Tropen geeignet ist.

Der FRECO-Händetrockner wird bereits nach über 25 Ländern exportiert und davon in einigen Ländern auf teilweiser Lizenzbasis hergestellt.

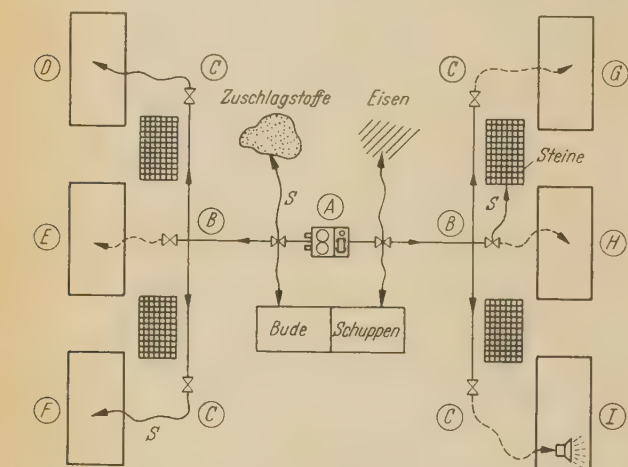
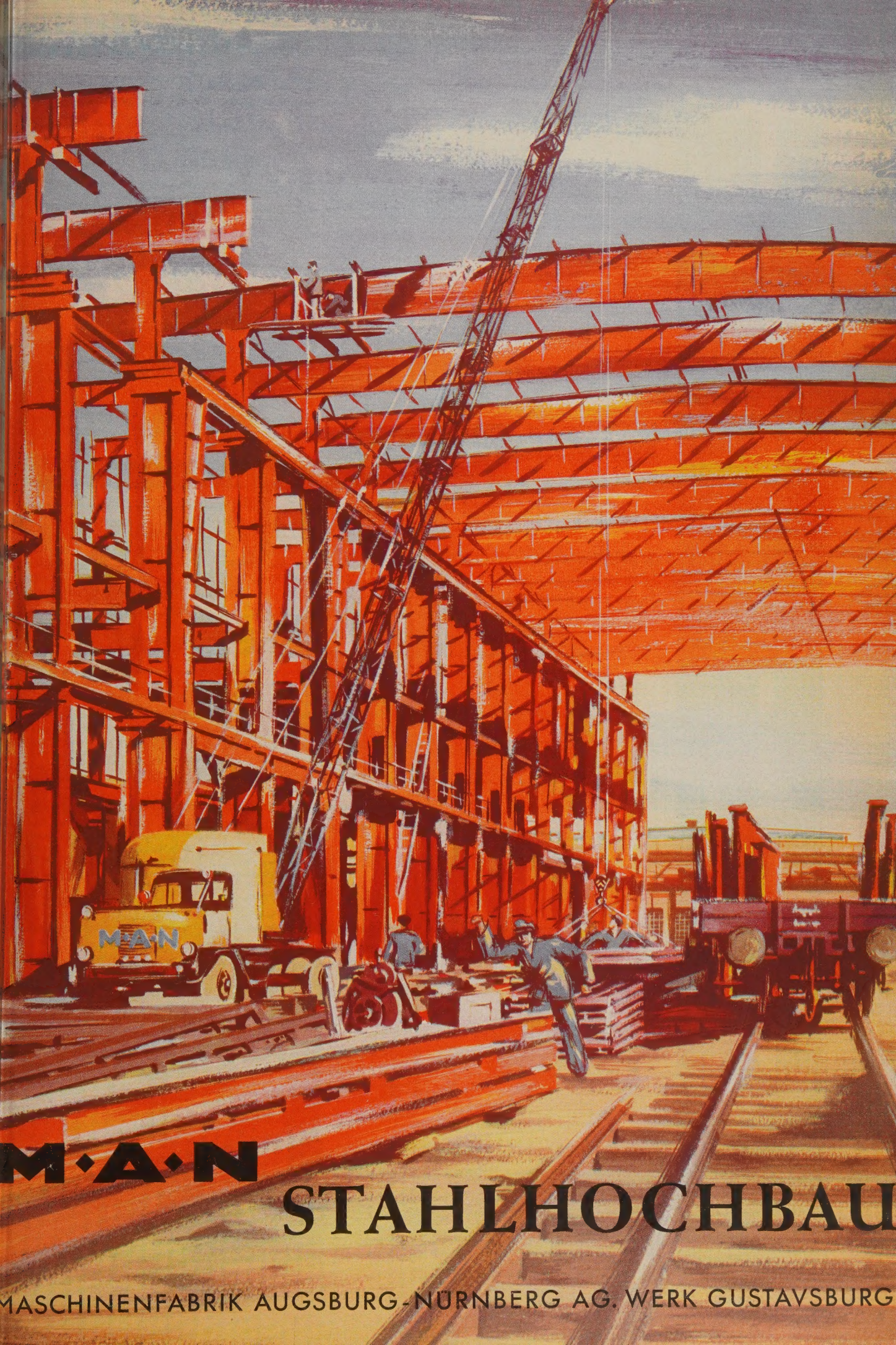


Abb. 1. Die Winterbauweise in Schweden. Schematische Darstellung einer Großbaustelle mit Anwendung der Wärmequelle Dampf.

A Betonbereitungsstation mit Silo und Dampfkessel; B Starres Verteilungssystem nach Dampfentnahmestellen, von dort Dampfentnahme in Schläuchen (S); C Absperrventil mit anschl. Dampfschlauch nach Gebrauchsstelle Warmluft; D Betonschalung durch Dampfstrahlung von Schnee befreit; E Erwärmte Betonmasse in Schalung eingebracht; F Eingebrachte Decke, Dampfkissen; G Betondecken mit Strohmatte abgedeckt; H Hochführen des Geschoßmauerwerkes; I Einbauen der Deckenschalung.

behrlich. Der Dampf als Basis erzeugt über einen Warmwasserbereiter Warmwasser und über ein Warmluftgerät warme Luft. Die Dampferzeugung kann erfolgen mit Strom, Öl, Kohle usw. Versuche haben ergeben, daß die vollautomatische Ölföhrung bei Verwendung eines fahrbaren Dampfkessels nach dem Mehrzug-System die rationellste Art ist, Dampf, Warmwasser und Warmluft von einem Aggregat zur gleichen Zeit zu beziehen. Die Arbeitsvorgänge auf dem Bau können so eingehalten werden, daß gegenüber dem



M·A·N

STAHLHOCHBAU

MASCHINENFABRIK AUGSBURG-NÜRNBERG AG. WERK GUSTAVSBURG



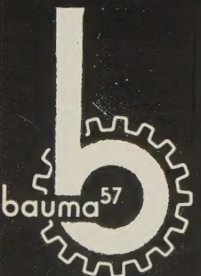
23.-31. MÄRZ 1957
4. SÜDDEUTSCHE
BAUMASCHINEN
AUSSTELLUNG
MÜNCHEN



23.-31. MÄRZ 1957
4. SÜDDEUTSCHE
BAUMASCHINEN
AUSSTELLUNG
MÜNCHEN



23.-31. MÄRZ 1957
4. SÜDDEUTSCHE
BAUMASCHINEN
AUSSTELLUNG
MÜNCHEN



23.-31. MÄRZ 1957
4. SÜDDEUTSCHE
BAUMASCHINEN
AUSSTELLUNG
MÜNCHEN

STELLENANGEBOTE

Gesucht wird jüngerer

Dipl.-Ing.

möglichst mit praktischen Erfahrungen im Tiefbauwesen als Sachbearbeiter im Grundbauinstitut mit bodenmech. Laboratorium. Bewerbungen mit Lichtbild, Zeugnisabschriften, Lebenslauf und Gehaltsansprüchen an

Bayer. Landesgewerbeanstalt, Nürnberg 2, Postschließfach 902

Die Stadt Villingen/Schw., 28 000 Einw., Ortskl. A, sucht für das Städt. Tiefbauamt zum baldmögl. Dienstantritt einen

Tiefbauingenieur.

Der Bewerber soll möglichst auf dem Gebiete der Stadtentwässerung und dem Straßenbau Erfahrungen haben.

Vergütung nach Gr. VIIb TO A mit Aufstiegsmöglichkeiten nach Va TO A.

Bewerbungen mit Lebenslauf, Zeugnisabschriften und Lichtbild sind zu richten an den Oberbürgermeister der Stadt Villingen.

STELLENGESUCHE

Statiker, Dipl.-Ing., 10 jährige Praxis im Hoch- u. Ingenieurbau in leitender Stellung, sucht Tätigkeit als freier Mitarbeiter im Raum Düsseldorf- Köln- Koblenz.

Angebote erbeten unter „Der Bauingenieur 312“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

Diplom-Ingenieur

(32), verh., mit 6 Jahren Praxis, z. Z. bei angesehener großer Bau-firma in ungekündigter Stellung, möchte wieder in die wasserwirtschaftliche Richtung zurück (entwicklungsfähige Dauerstellung). Referenzen über erfolgreiche Tätigkeit in der Wasserwirtschaft vorhanden.

Angebote unter „Der Bauingenieur“ 291 an die Anzeigenabteilung des Springer-Verlages, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten.

Einmal gebrauchte, sehr gut erhaltene

Stahlpundwände

in den Fabrikaten „Dortmunder - Union 3“ und „Hoesch 3“ in den Längen von 3 bis 8 m laufend und preisgünstig abzugeben.

F. & A. JEHLE oHG., Rastatt-Hügelsheim/Baden
Fernsprecher: Iffezheim 277

FRECO elektrischer Händetrockner

Hygienisch
Rationell
Schnell

Durch Warmluftstrom nur 1000 W
Prospekt H. M. sendet:
FRECO Salm & Bruns
Braunschweig
Helmstedter Str. 132 H. M.
Firma gegr. 1896



honigbaum

Niedersachsens großes Einrichtungshaus

Braunschweig Neue Straße Goslar Breite Straße

Wer von

QUALITÄTSBETON

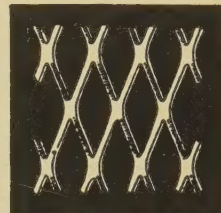
spricht, denkt an:

PLASTIMENT
G M B H

KARLSRUHE
POSTF. 200 TEL. 26823

Streckmetall

für Gitter und Beläge
für Bauzwecke
als Putzträger und Betoneinlage



SCHUCHTERMANN & KREMER-BAUM

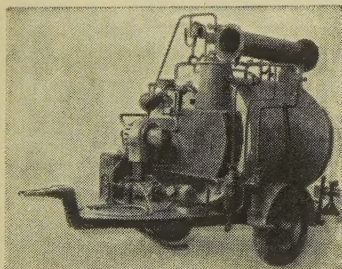
Aktiengesellschaft für Aufbereitung
DORTMUND • Telefon Sa.-Nr. 30651

CERINOL · EUROLAN · PLASTIKOL

BAUTENSCHUTZ
DEITERMANN
CHEMISCHE WERKE DATTELN

RELAX · ADEXIN · D-FLUAT

Fahrbarer Vollautom. Dampfkessel



erzeugt gleichzeitig:

Dampf
Warmluft
Warmwasser

Das
Winterbau-Aggregat

aufgebaut auf jahrelange Erfahrungen in Schweden.
Das AGGREGAT zum BETON-HÄRTEN
KOCH & REITZ, HANNOVER

3

wichtige
Punkte

selbstansaugend

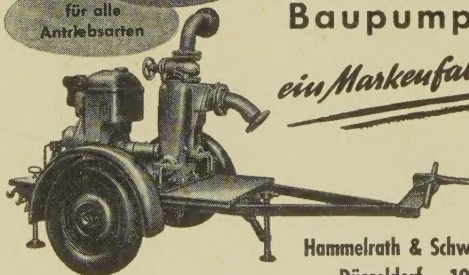
unempfindlich

für alle
Antriebsarten



Baupumpen

ein Markenfabrikat



Hammelrath & Schwenzer
Düsseldorf - 100

CERESIT



SPERRMÖRTEL

SPERRBETON

WUNNERSCHE BITUMEN-WERKE GMBH UNNA I. WESTF. • GEGEN FEUCHTIGKEIT UND WASSERSCHADEN IN BAUWERKEN ALLER ART

Tiefkanal (Düker) Dortmund
nach Sondervorschlag ausgeführt

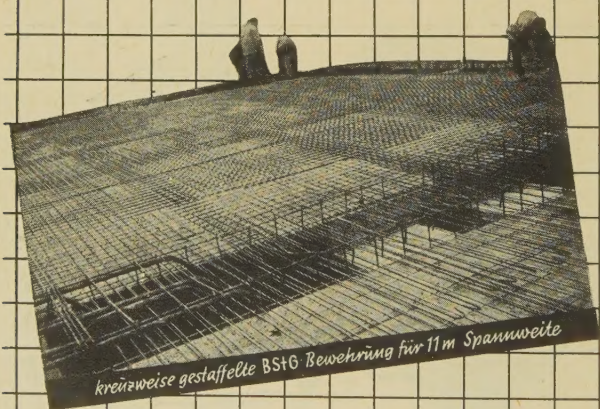
WIX & LIESENHOFF

Industriebaugesellschaft mbH

Dortmund

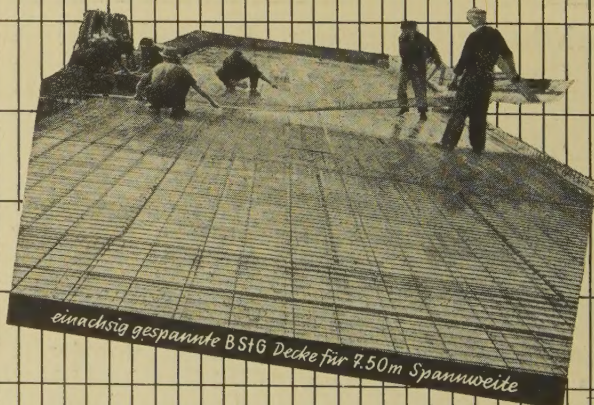
BAUSTAHLGEWEBE

rund 800 Tonnen BStG
für den Kühlturm einer
westdeutschen Stadt



kreuzweise gestaffelte BStG Bewehrung für 11m Spannweite

einfach • schnell
wirtschaftlich!



einachsrig gespannte BStG Decke für 7.50m Spannweite

Druckschriften, Tabellen, Bauanweisungen kostenlos.

BAUSTAHLGEWEBE G. M. B. H. DÜSSELDORF

B
STAHL
G

Für den Textteil verantwortlich: Professor Dr.-Ing., Dr.-Ing. E. h. F. Schleicher, Dortmund; für den Anzeigenteil: Günter Holtz, Berlin W 35
Druck: Deutsche Zentraldruckerei A.-G., Berlin SW 61. Reg.-Nr. 115. — Springer-Verlag/Berlin·Göttingen·Heidelberg. — Printed in Germany

Dieser Ausgabe liegen Prospekte der Firma Gleitschnellbau G. m. b. H., Düsseldorf, der Verlagsgesellschaft Rudolf Müller, Köln-Braunsfeld, und der Sektkellerei Finkenaier, Bad Kreuznach/Rhld., bei